

BELASTUNG DER IM BERSTVERFAHREN VERLEGTEN ROHRE

Doktorarbeit
zur
Erlangung des Grades
DOKTOR-INGENIEUR
der
Ruhr-Universität Bochum

von
BOONTHEP NANEGRUNGSUNK
Lam Pang, Thailand

Bochum 1988

BELASTUNG DER IM BEWEISVERFAHREN
VERLESTEN RÖHRE

Doktorarbeit

zur

Erhaltung des Grades

DOCTOR-INGENIEUR

der

Rhein-Universität Bochum

von

BOONTHAN NANGRONGSUK

(am Pong, Thailand)

Doktorarbeit eingereicht am : 20.01.1988

Tag der mündlichen Prüfung: 21.04.1988

Berichter: o. Prof. Dr.-Ing. B. Maidl

o. Prof. Dr.-Ing. H.L. Jessberger

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als DAAD-Stipendiat, ausgetauscht von der Universität Chiang Mai, Thailand zum Lehrstuhl für Bauverfahrenstechnik und Baubetrieb, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum. Sie wurde von der Fakultät für Bauingenieurwesen als Dissertation angenommen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn o. Prof. Dr.-Ing. B. Maidl nicht nur für die Anregungen zu dieser Arbeit und für die Übernahme des Referates sondern auch für seine wertvolle Unterstützung und Diskussionsbereitschaft über meine wissenschaftlichen sowie persönlichen Probleme.

Bei Herrn o. Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger bedanke ich mich für die Anregungen und die Übernahme des Koreferates.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Stein für die Übergabe des Forschungsthemas, Herrn Dipl.-Ing. Reinhold Maidl für die Erlaubnis zur Benutzung des Rechners und weiterer Büroeinrichtungen, Herrn Dipl.-Ing. Reinhold Koenning für die Korrektur hinsichtlich meiner Ausdrucksweise in der deutschen Sprache, Herrn Dipl.-Ing. Klaus Guthoff für seine Hilfe am Rechner, Herrn Dipl.-Ing. Jörg Dietrich und Herrn E. Kleine für die Unterstützung bei den Rechenarbeiten. Frau Eschner sei gedankt für die Schreibarbeit, Fräulein Hildegard Wördehoff und den Mitarbeitern des Ingenieurbüros Maidl und Maidl für die freundschaftliche Unterstützung in wissenschaftlichen und persönlichen Belangen.

Gedruckt mit Unterstützung des Deutschen Akademischen Austauschdienstes (DAAD).

Bochum, im April 1988

Boonthep Nanegrungsunk

Zusammenfassung

Die Arbeit befaßt sich mit der statischen Berechnung der Rohrbelastungen in bezug auf Berechnungsmodelle der Tunnel und Rohrstatik. Dabei werden auch die Belastungsanordnungen je nach entsprechender Verteilung der Bruchkörper nach dem Rohrbersten bei der Leitungserneuerung analysiert. Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß das Berechnungsverfahren nach ATV-A127 und dem Stabwerksprogramm mit dem Berechnungsmodell nach der Kontinuums-theorie gut übereinstimmt. Rohrbelastungen mit dem kleinen Bruchkörper am Kämpfer liefern günstige Belastungszustände. Als Hilfe zur weiteren Verbesserung der neu entwickelten Verfahrenstechnik beim Rohrbersten dient das Ergebnis der Arbeit in Form der Tabellen und Kurventafeln.

INHALTSVERZEICHNIS

1. Einleitung	1
1.1 Zielsetzung der Arbeit	1
1.2 Übersicht	3
2. Stand der Kenntnisse	7
2.1 Rohrwerkstoffe	7
2.2 Bauausführung	12
2.3 Typische Schadensbildung und -ursache des Rohres	14
2.3.1 Rohrversagen durch Biegezugspannung	14
2.3.2 Typische Rohrschäden	16
2.4 Verfahrenstechnik beim Bersten	18
2.4.1 Dynamisches und statisches Berstverfahren	18
2.4.2 Modelle der Berstkörper	19
3. Grundsätzliche Modellvorstellung für Bruchwahrscheinlichkeiten	21
3.1 Einflußfaktoren und Varianten beim Bruchmechanismus	21
3.1.1 Rohrwerkstoffe	22
3.1.2 Größe der Berstkörper der alten und der neuen Leitung	23
3.1.3 Größe und Aufteilung der Bruchkörper	23
3.1.4 Formen der Berstkörper	23
3.1.5 Bodenarten und ihre Lagerungsdichte	24
3.1.6 Sonstiges	24
3.2 Bruchkörperverschiebung	24
3.3 Variation der Schnittgrößen bei verschiedener Bruchkörperaufteilung	28
4. Theoretische Grundlagen und Übertragung der Rohrstatik auf das Berstverfahren	30
4.1 Übertragung der Mechanik gekrümmter Stäbe	30

4.2 Berechnungsverfahren der Rohr- und Tunnelstatik und Übertragung auf das Berstverfahren	33
4.2.1 Das Kraftgrößenverfahren in der Rohrstatik	34
4.2.2 Bisherige Berechnungsmodelle für Tunnel mit Kreisquerschnitt im Lockergestein	38
4.2.2.1 Statische Berechnungsverfahren mit Belastung aus Gebirgsdruck	41
4.2.2.2 Gebirgsdruckaufteilung am Tunnelumfang	43
4.2.2.3 Statische Berechnung mit elastischem analytischem Kontinuumsmodell	44
4.2.2.4 Statische Berechnung mit elastischem Bettungsmodul	47
4.2.3 Beanspruchungen nach der Theorie II. Ordnung	52
4.3 Finite Berechnungsmethode mit Hilfe von Stabwerksmodellen	53
5. Grundsätzliche Annahmen, Systemberechnung der Rohrstatik und Modellvorstellung der Untersuchung	55
5.1 Erddruckansätze und bodenmechanische Kennwerte in der statischen Berechnung	55
5.1.1 Berechnung der Erdauflast auf die Rohre	56
5.1.1.1 Vertikale Erdlast nach der Silotheorie	57
5.1.1.2 Vertikale und horizontale Erdlast unter Berücksichtigung der Systemsteifigkeit des Rohres und des Bodens	60
5.1.1.3 Die Rohrbelastungen inklusive Verkehrslasten	63
5.1.2 Bodenmechanische Kennwerte in der statischen Berechnung	66
5.2 Grundsätzliche Systemberechnung und Belastungsanordnung beim Stabwerksprogramm in der Rohrstatik	69
5.2.1 Systemberechnung mit dem SSt-Micro-Stabwerkprogramm	69
5.2.1.1 Anzahl der Stabelemente im Halbkreis	70
5.2.1.2 Ähnlichkeitsmodell in der statischen Berechnung der Rohre	72
5.2.2 Belastungsnäherung und -anordnung der in der Rohrstatik angewandten Rechenmodell	73

5.3 Modellvorstellung und -numerierung in der Modell-anordnung	76
5.3.1 Rohrbersten (Modellserie I)	78
5.3.2 Vergleich der Rohrbelastungen in der Tunnel- und Rohrstatik mit dem Stabwerksprogramm (Modellserie II)	79
5.3.3 Vergleich der Rohrbelastungen mit den Bruchkörpern (Modellserien III bis VI)	80
5.3.4 Vergleich der Schnittgrößen biegeweicher Rohre nach der Theorie I. und II. Ordnung (Modellserie VII)	85
6. Auswertung und Diskussion der Berechnungsergebnisse	86
6.1 Vorbemerkungen	86
6.2 Rohreigenschaften	86
6.3 Rohrbersten	87
6.3.1 Rohrbersten in bereits zerstörten Rohren	87
6.3.1.1 Biegebruch am Bruchkörper während des Berstens	87
6.3.1.2 Verschiebung der Bruchkörper während des Berstens	88
6.3.1.3 Hohlraumgröße zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr während des Berstens	89
6.3.1.4 Hohlraumfläche zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr während des Berstens	90
6.3.1.5 Elastische Durchbiegung der Bruchkörper	91
6.3.2 Rohrbersten in vollständigen Rohren (Modellserie I)	92
6.3.2.1 Normalkraft am Rohrumfang	92
6.3.2.2 Biegemoment am Rohrumfang	92
6.3.2.3 Sicherheitsbeiwerte beim Rohrbersten bei Steinzeug und Beton	94
6.4 Rohrbelastungen	95
6.4.1 Rohrbelastungen ohne die Bruchkörper (Modellserie II)	95
6.4.1.1 Vertikale, horizontale Last und horizontaler Bettungsreaktionsdruck	95
6.4.1.2 Resultierende Zustandsgrößen nach dem Berechnungsmodellen in der Tunnelstatik	97

6.4.1.3	Sicherheitsbeiwerte für Steinzeug- und Betonrohre nach ATV-Arbeitsblatt A127 mit dem Stabwerks- programm	101
6.4.1.4	Schnittgrößenverläufe am Rohrumfang	102
6.4.2	Rohrbelastungen mit den Bruchkörpern (Modellserien III bis VI)	103
6.4.2.1	Einfluß der Scherben auf die Schnittgrößen (Modellserie III)	104
6.4.2.2	Einfluß des Rohrmaterials auf die Zustandsgröße (Modellserie IV)	107
6.4.2.3	Einsatz von Rohren aus Steinzeug und HDPE in Steinzeugbruchkörpern (Modellserie V)	108
6.4.2.4	Rohrtragfähigkeit mit gleichen Belastungsgrößen (Modellserie VI)	109
6.4.3	Zustandsgröße nach der Spannungstheorie II. Ordnung biegeweicher Rohre (Modellserie VII)	110
6.4.4	Stellungnahmen zum Berechnungsverfahren nach dem ATV-Arbeitsblatt A127	111
6.5	Anwendungsbeispiele	112
6.6	Vorgeschlagene Form des Berstkörpers	114
7.	Zusammenfassung und Schlußfolgerungen	117
7.1	Beim Berstverfahren der Rohre	118
7.2	Bei Rohrbelastungen	118
7.3	Bei Rohrbelastungen mit den Bruchkörpern	119
	LITERATURVERZEICHNIS	121
	LISTE DER VERWENDETEN ZEICHEN	136
	BILDERVERZEICHNIS	140
	TABELLENVERZEICHNIS	143
	ANHANG	145

1. Einleitung

1.1 Zielsetzung der Arbeit

Bei allen konstruktiven Ingenieurbauten besteht eine der Hauptaufgaben des Bauingenieurs stets darin, die Konstruktion nicht nur möglichst wirtschaftlich sowie mit ausreichender Sicherheit zu bemessen, sondern auch die angewandten gebräuchlichen Verfahren so weit wie möglich zu optimieren oder gar neu zu entwickeln.

In manchen Fällen kann es vorkommen, daß der Ingenieur entweder die Bemessung oder die Konstruktion eines Bauwerkes dem gewählten Bauverfahren je nach den getroffenen anstehenden Umgebungszuständen anpassen muß, um die Tragfähigkeit der Konstruktion für den Betriebszustand zu gewährleisten.

Das Rohrbersten ist eine noch junge Verfahrenstechnik auf dem Gebiet der Funktionsfähigkeitserhaltung der Leitungen, die von den hier gebräuchlichen Konzepten wie Sanierung, Instandsetzung und Erneuerung an letzterem, der Leitungserneuerung zuzuordnen ist.

Beim Berstverfahren wird die zu erneuernde Rohrleitung durch einen Berstkörper mit Hilfe der statischen oder dynamischen Krafteinleitung zerstört und die neue Rohrleitung wird gleichzeitig oder kurz nachher hineingezogen. Es handelt sich um eine geschlossene Bauweise.

Beim Einsatz dieser Verfahrenstechnik sind einige Einflüsse von besonderem Interesse. So z.B. die Verursachung von Schäden an

umgebenden Rohrleitungen oder anderen unterirdischen Bauwerken. Ebenso der Einfluß nachfolgender Scherbenbrüche infolge von Biegerissen auf die Bebauung an der Oberfläche.

Insbesondere gilt unsere Aufmerksamkeit der Rohrtragfähigkeit, bezogen auf das gesamte Tragsystem nach dem Bersten, d.h. dem Zusammenspiel von Bruchkörpern und Einsatzrohr.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Analyse des Bruchmechanismus der zu sanierenden Rohrteilungen beim Berstverfahren (wie das Biegebruchverhalten, die Verschiebungen und die entstehende Hohlraumgröße an den Scherben bzw. Bruchkörpern). Dieses gilt insbesondere hinsichtlich unterschiedlicher Einsatzmöglichkeiten der neuen Rohre.

Ein weiteres Ziel ist der Nachweis, daß sich das benutzte Stabwerksprogramm im Vergleich mit anderen statischen Berechnungsverfahren als geeignet erweist, das Traglastverhalten des Systems mit und ohne Bruchkörper rechnerisch zu erfassen.

Ein weiterer Aspekt ist die Anwendung der Bettungsmodultheorie beim Bersten vollständiger Rohre. Auch hier kann das Stabwerksprogramm unter Berücksichtigung verschiedener Formen der Berstkörper angewandt werden.

Für eine derartige statische Berechnung im ebenen System bietet das ATV-Arbeitsblatt A127 (Abwassertechnische Vereinigung) die im Jahre 1984 erschienene Richtlinie für die Verlegung der Abwasserkanäle und -leitungen an. Basis der vorliegenden Arbeit ist diese

Richtlinie. Ausgehend von den Belastungsgrößen aus dem ATV-Arbeitsblatt A127 werden die Berechnungen mit Hilfe des auf dem Weggrößenverfahren beruhenden Stabwerksprogramms durchgeführt.

Die Kombination aus ATV-Arbeitsblatt A127 und Stabwerksprogramm stimmt gut mit dem Kontinuumsmodell /21/ überein.

Da das Rohrbersten bei der Rohrerneuerung heute noch im Probe- und Entwicklungsstadium und so jung wie das Berechnungsverfahren nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 (1984) /15/ ist, ist die geeignete Anpassung der bekannten Theorien vom jetzigen Erkenntnisstand unbedingt erforderlich, um die vernünftige theoretische Aufklärung auf diese neu entwickelte Verfahrenstechnik im Ingenieurbau zu erfassen.

Darüberhinaus werden solche gewonnenen Rechenergebnisse für entweder das Bersten oder die Belastungsberechnung verschiedener Rohre in Form der Tabellen und Kurventafeln als Bemessungshilfen für die praktische Anwendung (wie in Kapitel 6.5 gezeigt) zusammengefaßt, um die zuverlässigen Einsatzrohre mit befriedigenden Sicherheitsmaßnahmen auszuwählen oder die Berstverfahrenstechnik bei der Leitungserneuerung weiterhin zu verbessern oder zu modifizieren.

1.2 Übersicht

Den heutigen Berechnungsverfahren für die Rohrverlegung und den Rohrvortrieb liegt die Silotheorie von JANSSEN zugrunde und wurde danach von MARSTON und SPANGLER in den USA modifiziert und ent-



wickelt. Dieses Verfahren wird jetzt in vielen Ländern wie USA, Großbritannien, Frankreich, Japan u. a. m. angewandt und MARSTON's Theorie genannt. In der Bundesrepublik Deutschland ist es auch von MARQUART (1934) /59/, ROSKE (1961) /71/, WETZORKE (1960) /97/ übernommen und mit Berücksichtigung der aktivierten horizontalen Bettungsreaktionskräfte durch die horizontale Rohrverformung erweitert worden. Im Jahre 1984 erscheint das Berechnungsverfahren für die Abwasserkanäle und -leitungen in der BRD und ist in vielen Handbüchern für die statische Berechnung der Rohre als das ATV-Arbeitsblatt A127 genannt.

Ausgehend von den Grundlagen der Silotheorie wird beim Rohrvortrieb ein Berechnungsmodell entsprechend den Grundbruchbedingungen und -annahmen nach TERZAGHI entwickelt (ATV-Arbeitsblatt A161). Diese Richtlinie befindet sich bis heute im Entwurfsstadium. Zur Ermittlung der physikalischen Rohreigenschaften und der Zustandsgrößen wurde die Theorie der gekrümmten Stäbe in Verbindung mit dem numerischen Berechnungsverfahren hinsichtlich der Stabwerkstheorie in der Berechnung übertragen.

Infolge der Effekte der Rohr-Baugrund-Wechselwirkung unterscheidet man die Größen der vertikalen und horizontalen Belastung auf das Rohr, welche die Verläufe der Schnittgrößen im Traglastsystem stark beeinflussen. Nach der Bestimmung der Belastung durch den Gebirgsdruck, auch Bruchkörpertheorie genannt, und mit Hilfe der Silotheorie wurden die Gesamtleistungen zweckmäßigerweise in eine radiale und eine tangential Komponente bezüglich der Kontinuumstheorie für tiefliegende Tunnel zerlegt.

Die Anwendung der finiten Berechnungsmethode durch das Stabwerksprogramm (eindimensional finite Elemente oder Fachwerkelemente nach /105/), das am Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Prof. Dr.-Ing. Krätzig, der Universität Bochum entwickelt wurde, auf die Rohrbelastung, ermöglichte die Lösung des Tragverhaltens gekrümmter Tragwerke mit einer befriedigenden Genauigkeit. Das angewandte Stabwerksprogramm basiert auf dem Weggrößen- und Übertragungsverfahren beziehungsweise dem Reduktionsverfahren mit numerischer Integration.

Die herausgefundenen Schnittgrößen wurden zur weiteren Ermittlung der Sicherheitsbeiwerte in Anlehnung an die Tragfähigkeit mit Berücksichtigung des Krümmungseinflusses berechnet als der Spannungsnachweis (1.8 bis 2.2) biegesteifer Rohre, während die Firstdurchbiegung als der Verformungsnachweis (6 % für den Langzeitnachweis) biegeweicher Rohre.

Bei der Traglastberechnung mit den Bruchkörpern (Scherben) auf dem Rohr wurde der Einfluß der Scherben der alten Leitung auf die Systemsteifigkeit entsprechend dem idealisierten Berechnungsmodell nach ATV-Arbeitsblatt A127 wegen der komplizierten mathematischen Beziehungen (nahestehend der Bettungsreaktionskräfte bei biegeweichen Rohren) und der Abhängigkeit der Scherbenanordnung hier nicht berücksichtigt. Bei biegesteifen Rohren ist dieser Einflußfaktor vernachlässigbar klein. Mit gleichen oder ähnlichen Bedingungen des Vertragssystems können die Berechnungsergebnisse ohne große Schwierigkeiten verglichen werden.

Im Hinblick auf die vielen üblichen Annahmen der Stabwerkstheorie oder des idealisierten Berechnungsmodells sind die Systemgeometrie, die zugehörigen Randbedingungen sowie die Belastungsbedingungen für das vorgegebenen Ziel einzuhalten, um die Vergleichsergebnisse sinnvoll erfassen zu können und weiterhin die wissenschaftlichen Aufgaben zu erfüllen.

Damit eröffnet sich die Möglichkeit, die konstruktiven Ingenieurbauten in der Theorie und Praxis in Beziehung zu setzen und die neue Verfahrenstechnik, wie das Rohrbersten, weiterhin zu entwickeln.

2. Stand der Kenntnisse

Rohrleitungen werden nicht nur in Siedlungsgebieten sondern vor allem auch in Industriegebieten zur Ver- und Entsorgung benötigt. Die Leitungen werden als Freispiegel- oder Druckleitungen verlegt. Druckrohre werden z.B. für die Wasserversorgung und auch für die Gas- und Ölversorgung eingesetzt.

Bezogen auf den Verwendungszweck werden die Rohre aus vielerlei Materialien, wie z.B. Steinzeug, Beton und Kunststoff hergestellt. Dabei werden immer neue Produktionstechniken entwickelt.

Im allgemeinen liegt die Lebensdauer der Rohre bei 50 bis 100 Jahren /5/44/. Die Funktionsfähigkeit ist nicht mehr gewährleistet. Eine Sanierung, Instandsetzung oder Erneuerung der Rohrleitung wird erforderlich.

Rohrbersten ist eine Art von Leitungserneuerungsverfahren ohne Entfernung der alten Leitung, das mit bestimmten Rohrmaterialien und im bestimmten Anwendungsbereich der Möglichkeiten verwendet wird.

2.1 Rohrwerkstoffe

Die Materialien für die Rohrproduktion stammen meistens entweder aus natürlichen Substanzen wie Ton, Sand-Kies-Gemische oder aus Kunststoffen, wie Polyethylen oder Polyvinylchlorid. Mit Hilfe von chemischen Reaktionen, technischen Prozessen und Verfahrenstechnik werden die Rohre entsprechend den verschiedenen Anforderungen produziert. Die bis heute angewandten Rohrwerkstoffe sind:

- Steinzeug (STZ)
- Beton, Stahl- und Spannbeton
- Stahl und Stahl-ZM (Zementmörtel)
- Gußeisen-ZM (duktil), Gußeisen-Lamellengraphit
- Polyäthylen-hart (HDPE)
- Polyvinylchlorid (PVC)-hart
- Glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) oder ungesättigte glasfaserverstärkte Polyesterharze (UP-GF)
- Asbestozement
- u. a. m.

Das Rohr wird je nach seinem Verhalten aufgrund des Materials (Werkstoffgesetze, Rohrsteifigkeit) und der Rohr-Boden-Verformbarkeit als biegeweiches oder biegesteifes Rohr definiert. Trotzdem werden Fachausdrücke wie starres, weiches, sehr weiches Rohr benutzt (NETZER 1980) /64/65/. Nach YOUNG und TROTT (1984) /106/ und DIN 4033 wird ein starres Rohr als ein Rohr definiert, das Widerstand gegen Biegung wie ein Ring besitzt und unter maximaler Last keine wesentliche Verformung erleidet. Somit kann im anstehenden Boden kein passiver Widerstand geweckt werden. Dagegen ist der Boden ein Bestandteil des Tragsystems bei biegeweichem Rohr. Trotzdem geben NETZER (1980) /64/65/ und ATV-Arbeitsblatt A127 (1984) /5/ auch die gleiche Grundkonzeption wie YOUNG und TROTT (1984) an. Das Rohr wird durch die Systemsteifigkeit (Verhältnis zwischen Rohrsteifigkeit und horizontaler Bettungssteifigkeit des Bodens) als biegeweiches oder -steifes Rohr bezeichnet. Das Steifigkeitsverhältnis nach YOUNG und TROTT/106/ ist

$$Y = \frac{E_B^* \cdot d_a^3}{E_R \cdot I} \quad (2.1)$$

Darin bedeuten

E_B^* = Elastizitätsmodul des Bodens im ebenen Spannungszustand

E_R = Elastizitätsmodul des Rohrwerkstoffes

I = Trägheitsmoment des Rohrwerkstoffes

d_a = Rohraußendurchmesser

$Y < 10$ = Rohrsteifigkeit ist groß im Vergleich zum Boden
und das Rohr nimmt 90 % der Last auf

$10 < Y < 1000$ = Das Rohr übernimmt 10-40 % der Last

$Y > 1000$ = 10 % der Last wird vom Rohr übernommen

Bezüglich seines Steifigkeitsverhältnisses wird das Rohr durch Systemsteifigkeit (V_{RB}) nach ATV-Arbeitsblatt A127, /15/ unterschieden.

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} = \frac{E_R \cdot I}{r_m^3 \cdot S_{Bh}} \quad (2.2)$$

wobei

S_R = Rohrsteifigkeit

r_m = mittlerer Radius

S_{Bh} = horizontale Bettungssteifigkeit

$V_{RB} > 0,1$ = Rohr verhält sich als biegesteifes Rohr

$\leq 0,1$ = Rohr verhält sich als biegeweiches Rohr

Das Steifigkeitsverhältnis nach NETZER /64/65/ ist

$$\eta = \frac{\text{Durchbiegung des Rohrscheitels}}{\text{Setzung des Bodens}}$$

$$\approx \frac{1}{2V_s}$$

wobei

V_s = Steifigkeitsverhältnis

$$= \frac{S_R}{/c_{v1}/ \cdot S_{Bv}} = \frac{S_R}{/c_{v1}/ \cdot S_{Bv}}$$

c_{v1} = Beiwert für die vertikale Verformung

S_{Bv} = vertikale Bodensteifigkeit

$\eta \leq 0,1$ = starre Rohre

$0,1 < \eta < 1,0$ = weiche Rohre

$\eta \geq 1,0$ = sehr weiche Rohre

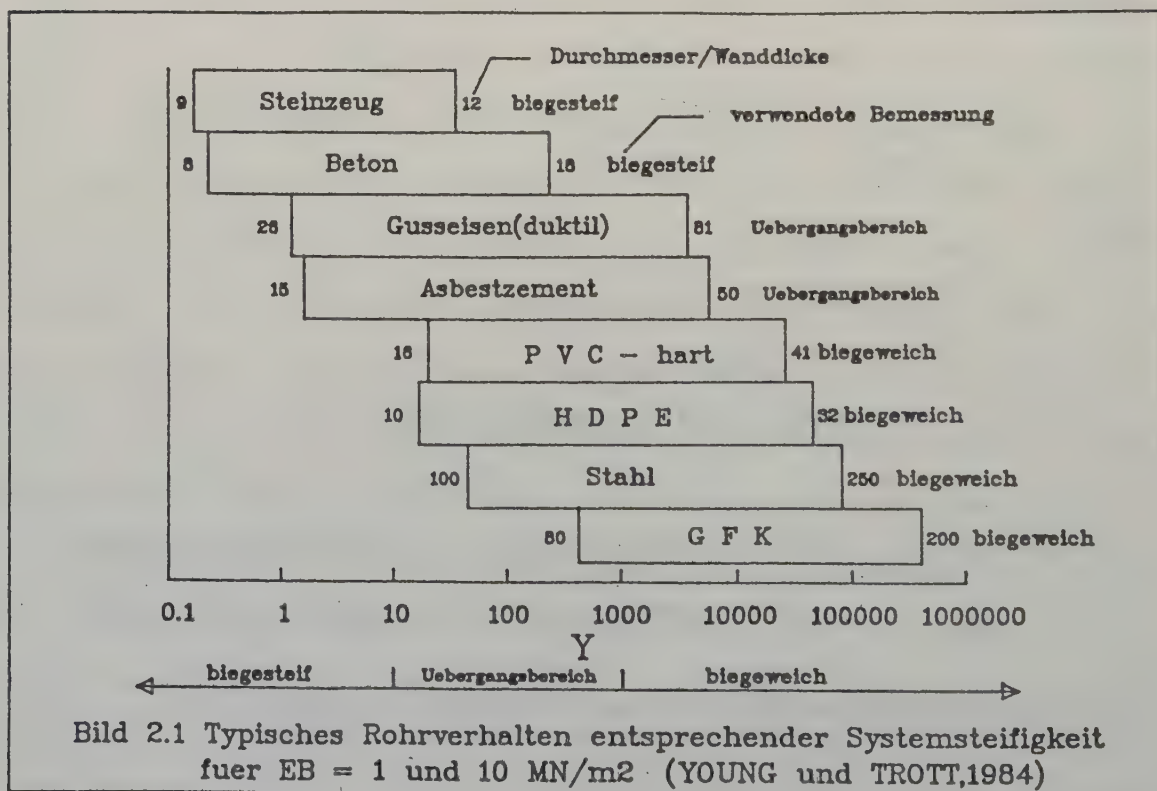


Bild 2.1 vermittelt einen Überblick über Systemsteifigkeit für E_s^* zwischen 1 bis 100 MN/m² nach YOUNG und TROTT /106/. Das Tragsystem von Rohr und Boden kann durch $2r_m/s$ (Durchmesser-Wanddicke-Verhältnis) und Systemsteifigkeit (Y) abgeschätzt werden. Jedoch ist die Berechnung der aktuellen Systemsteifigkeit erforderlich.

Tabelle 2.1 Rohrnennweite und ihre physikalische Eigenschaft

		1. Steinzeug DIN 1230-N	2. HDPE DIN 19537-R4	3. Beton DIN 4032-K	4. GFK DIN 19565-R2
DN 200	d_i (mm)	202,000	199,400	200,000	210,4000
	d_a (mm)	242,000	225,000	252,000	220,8000
	r_m (mm)	111,000	106,100	113,000	107,8000
	s (mm)	20,000	12,800	26,000	5,2000
	r_m/s	5,550	8,290	4,350	20,7300
	I (mm ⁴ /mm)	66,667	17,476	146,466	11,7170
	E (N/mm ²)	50000,000	250,000	30000,000	4276,5000
DN 250	d_i (mm)	252,000	248,200	250,000	259,9000
	d_a (mm)	296,000	280,000	310,000	272,5000
	r_m (mm)	137,000	132,100	140,000	133,1000
	s (mm)	22,000	15,900	30,000	6,3000
	r_m/s	6,230	8,310	4,670	21,1300
	I (mm ⁴ /mm)	88,733	33,497	225,000	20,8370
	E (N/mm ²)	50000,000	250,000	30000,000	4526,4000
DN 300	d_i (mm)	302,000	314,800	300,000	310,1000
	d_a (mm)	350,000	355,000	380,000	324,5000
	r_m (mm)	163,000	167,500	170,000	158,6000
	s (mm)	24,000	20,100	40,000	7,2000
	r_m/s	6,790	8,330	4,250	22,0300
	I (mm ⁴ /mm)	115,200	67,672	533,333	31,1040
	E (N/mm ²)	50000,000	250,000	30000,000	5135,3000

Tabelle 2.1 Fortsetzung

		1. Steinzeug DIN 1230-N	2. HDPE DIN 19537-R4	3. Beton DIN 4032-K	4. GFK DIN 19565-R2
DN 350	d_i (mm)	357,000	-	-	359,7000
	d_a (mm)	404,000	-	-	376,1000
	r_m (mm)	189,000	-	-	184,0000
	s (mm)	26,000	-	-	8,2000
	r_m/s	7,270	-	-	22,4400
	I (mm^4/mm)	146,467	-	-	45,9470
	E (N/mm^2)	50000,000	-	-	5418,7000
DN 400	d_i (mm)	402,000	399,000	400,000	408,9000
	d_a (mm)	460,000	450,000	490,000	427,1000
	r_m (mm)	215,5000	212,300	222,500	209,0000
	s (mm)	29,0000	25,500	45,000	9,1000
	r_m/s	7,4300	8,330	4,940	22,9700
	I (mm^4/mm)	203,2410	138,178	759,375	62,7970
	E (N/mm^2)	50,0000	250,000	30000,000	5815,1000

Nach ATV-Arbeitsblatt A127, /15/ ist der Spannungsnachweis oder der Tragfähigkeitsnachweis (Scheiteldruckkraft) zur Bemessung von biegesteifen Rohren maßgebend. Dagegen ist der Verformungsnachweis, gegebenenfalls der Stabilitätsnachweis für biegeeweiche Rohre maßgebend.

Die häufig verwendeten Rohrnennweiten und ihre physikalischen Eigenschaften, die in diesem Untersuchungsbereich als Anwendungsbeispiele benutzt werden, sind in Tabelle 2.1 für beide - starre und weiche Rohre - angegeben.

2.2 Bauausführung

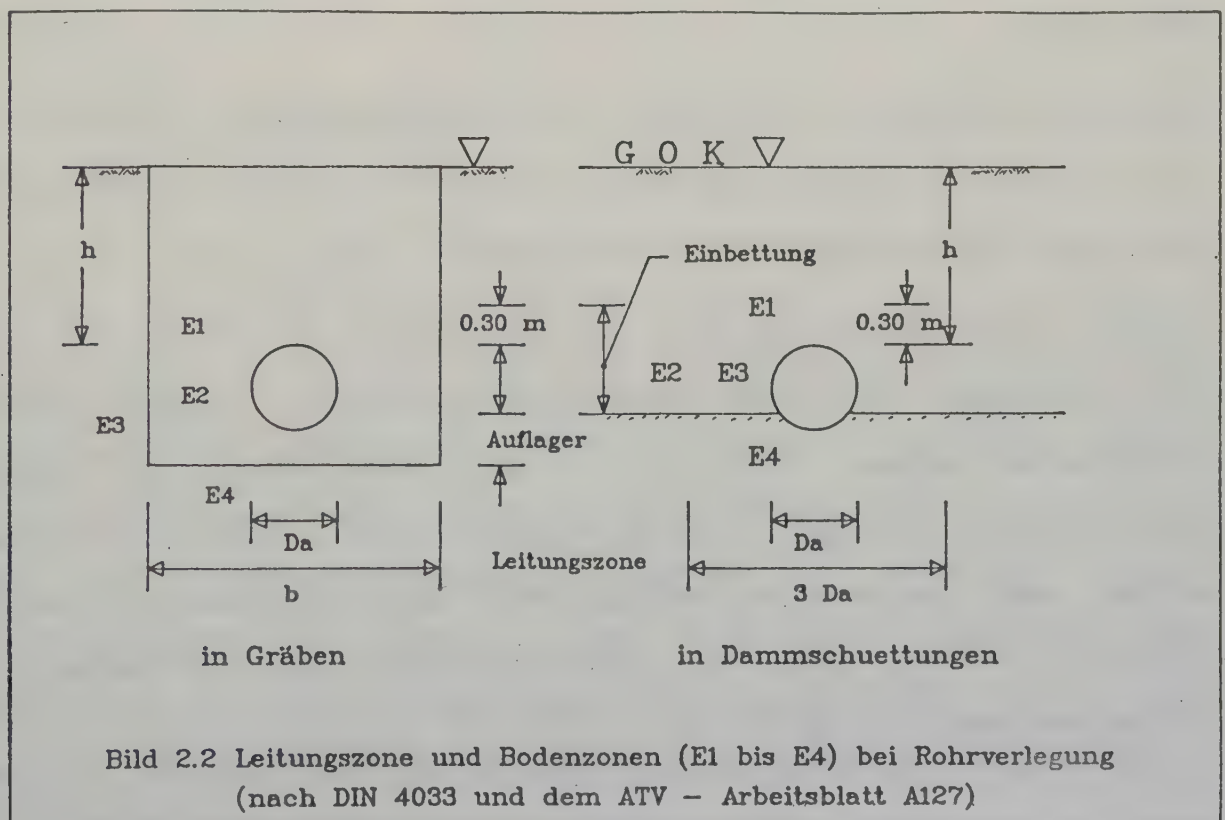
Nach ATV-Arbeitsblatt A127, DIN 4033 und 4124 werden Grabenleitungen und Dammleitungen im Prinzip durch das Verhältnis von Überdeckungshöhe zu Rohraußendurchmesser unterschieden. Die Rohrverbindung und Rohrauflagerung sind so wie die Einbettung und

Überschüttung mit Gewähr festzulegen und zu überwachen, um die gleichmäßige Druckverteilung am Rohr sicherzustellen.

Bezüglich statischer Berechnung der Rohrleitung ist der Auflagerwinkel für Kies-Sand-Auflager von 90° nach DIN 4033 in engen Gräben anzusetzen. Der Grund dafür liegt in der Schwierigkeit, mit den üblichen Geräten die Verdichtung im Bereich des Rohrzwickels unterhalb des Kämpfers zu gewährleisten.

Wenn die Böden in Auflagerzwickel lagenweise intensiv verdichtet werden können, sind der Auflagerwinkel über 90° bis 120° für biegesteife Rohre und bis 180° für biegeeweiche Rohre zu erzielen.

Im allgemeinen sind die Verdichtungsgrade von 85 % bis 97 % zu erreichen und sicher herzustellen. Auf der Basis der Bauausführung zeigt Bild 2.2 die Leitungszone und die bei der statischen Berechnung unterschiedenen Bodenzonen.



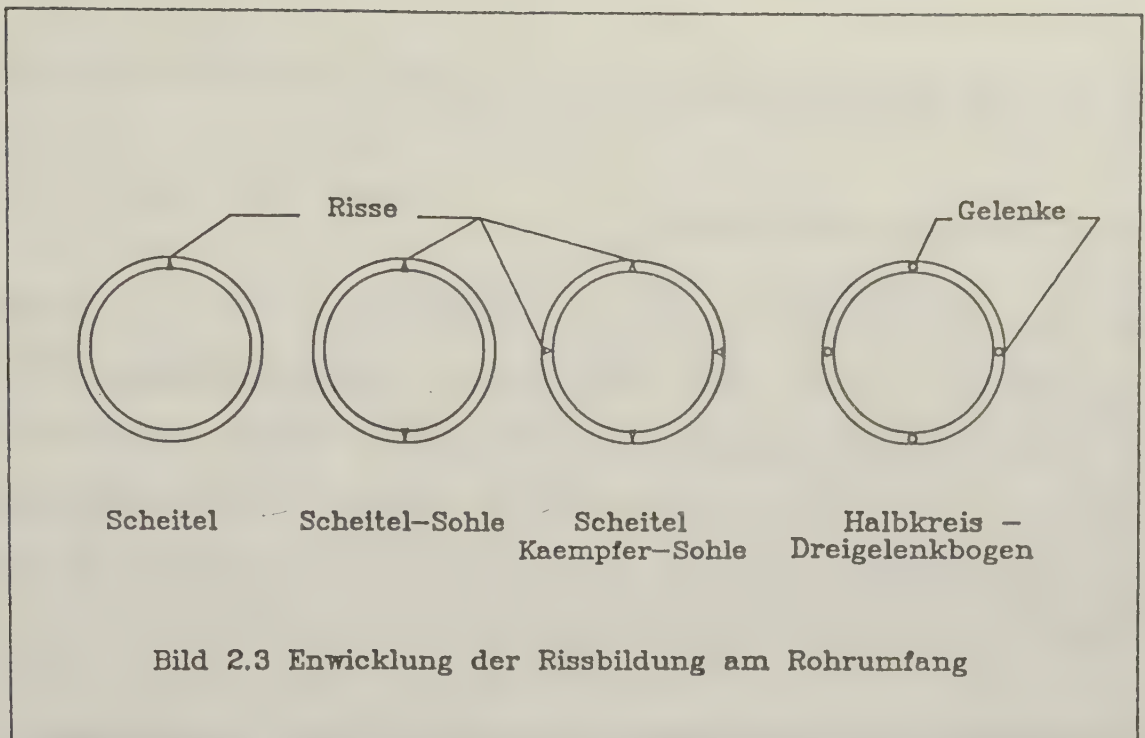
2.3 Typische Schadensbildung und -ursache des Rohres

2.3.1 Rohrversagen durch Biegezugspannung

Normalerweise bezeichnet man Rohrversagen durch den Verlust der Gebrauchs- oder Funktionsfähigkeit. Jedoch wird auch von Rohrversagen durch Rißbildung, die durch entstehende Biegemomente, Querkräfte und Normalkräfte in Ring- oder Längsrichtung hervorgerufen wird, gesprochen. Die durch Erd- und Verkehrslast erzeugten Druckspannungen werden von dem Rohr problemlos abgetragen, wogegen das System bei auftretenden Zugspannungen empfindlich reagiert. Wird die zulässige Zugspannung im biegesteifen Rohr überschritten, so entsteht ein Riß, der sich senkrecht durch die Rohrwand ausweitet. Im Normalfall ist der Widerstand gegen Biegung gleich Null und der Riß verhält sich wie ein Gelenk. Nach einem Riß kann der Querschnitt kein Moment, sondern nur eine Normalkraft aufnehmen. Es folgt der zweite Riß symmetrisch im Querschnitt.

Weitere Risse können sich nach Spannungsumlagerung an der Stelle der maximalen Ringbiegezugspannung bilden, bis vier Quadranten unter dem Winkel von etwa 90° entstehen.

In der Regel werden die Risse im Scheitel-, Ulmen- und Sohlbereich gefunden /30/. Die horizontale Durchmesserergrößerung des gebrochenen Rohres verursacht den Passivwiderstand des Bodens seitlich des Rohres. Solange der aktivierte Passivdruck ausreicht, kann das neue Rohr-Boden-System stehen bleiben und weiter belastet werden. Das neue statische System ist ein Halbkreis-Dreigelenkbogen (s. Bild 2.3).



Aber das gebrochene Rohr ist nicht mehr in der Lage, Wasser einzuhalten. Durch Wasserdurchtritt an den Rissen wird die Lagerungsdichte des umgebenden Bodens geringer und eventuell bilden sich Hohlräume in der Umgebung. Wenn das gebrochene Rohr sein Auflager verliert oder der Hohlraum sich vergrößert, senkt sich der anstehende Boden über das Rohr. Dieser Kreislauf wiederholt sich, bis das Verbundsystem keine Last mehr tragen kann.

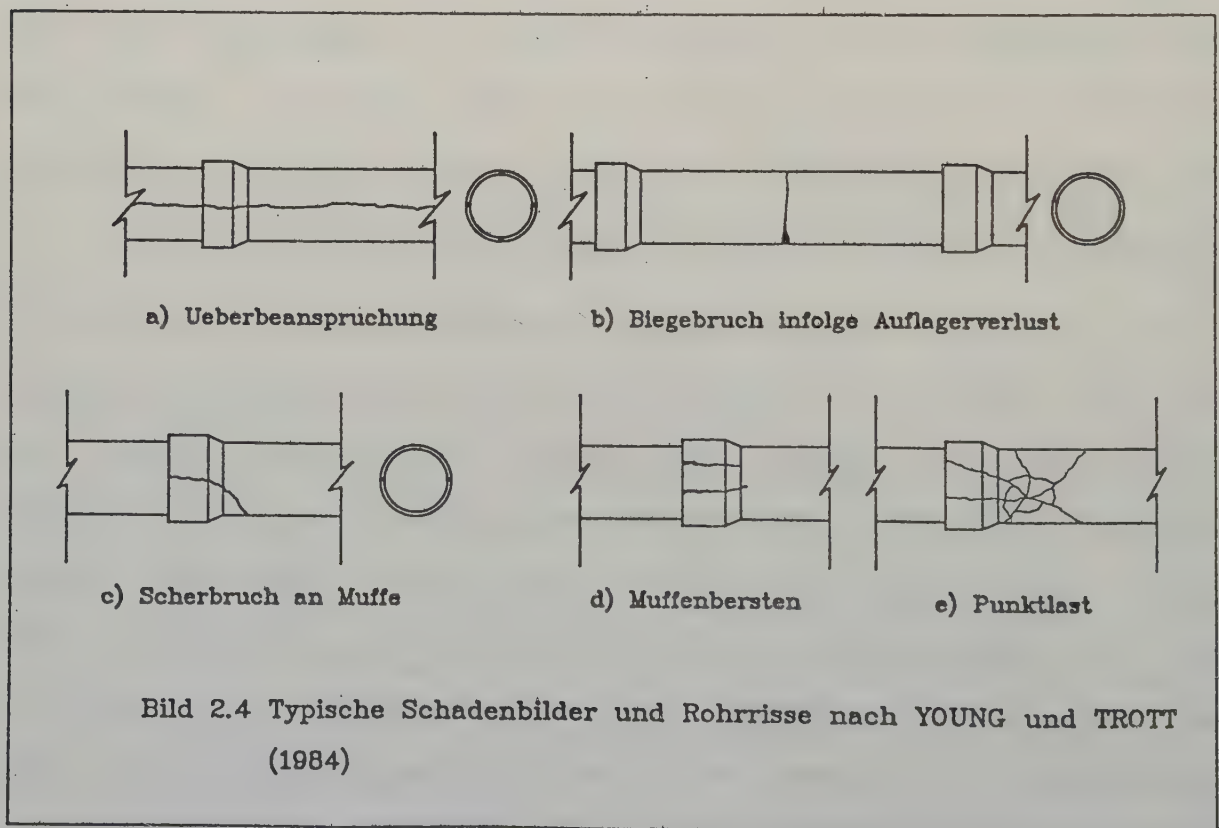
Um diese Aussage zu untermauern, werden unbewehrte Betonrohre DN 900 von TROTT und STEVENS /93/ im Feld untersucht. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, daß das (aus technischen Gründen als Versagen definierte) gebrochene Rohr noch weiter bis zum Sechsfachen der Entwurfslast belastet werden kann, falls die Einbettung und Auflagerung in gutem Zustand ist (s. auch /94/). Nach der Berechnung von FUCHS /30/ von unbewehrten und bewehrten Betonrohren mit unterschiedlichen Verformungsmodulen für Druck und Zug, ist der Verformungsmodul aus Zugspannung etwa ein Drit-

tel dem aus Druckspannung ($E_{zug} = 1/3 \cdot E_{druck}$)

2.3.2 Typische Rohrschäden

Bei Stahlbetonrohren für Freispiegelleitungen ist das Auftreten von größeren Rissen über 0,25 mm der Lastgrenzzustand /1/105/, um Korrosion der Bewehrung zu verhindern. YOUNG und TROTT /106/ führen die Rißbildung von Rohren auf Versagen der Rohrverbindung, Überbeanspruchung, Auflagerverlust und die ungewollte Punktlast aufgrund mangelnder Einbettung zurück (s. Bild 2.4).

Die herkömmlichen Rohrschäden wie Rohrversatz, -deformation, -einbruch oder -korrosion mit unterschiedlichen Ursachen erkennt man nur durch Felduntersuchungen.



Bei der Scheiteldruckprüfung von Rohren mit und ohne Fuß verdeutlicht Bild 2.5 die typische Rißbildung nach den Versuchen von INGWESEN (1982) /39/.

Bezüglich der Funktionsfähigkeit der Abwasserkanäle ist die geringere hydraulische Leistungsfähigkeit auch eine Art von Rohrversagen. In der Bundesrepublik Deutschland werden die Schadensursachen entsprechend Umfrage im Jahr 1984 nach KELING, STEIN und WITTE (1987) /44/ vor allem auf unsachgemäße Bauausführung, undichte Rohrverbindungen, Wurzeleinwuchs, Kriegseinwirkungen und Bergsenkungen zurückgeführt.



Bild 2.5 Rißbildung nach der Scheiteldruckprüfung /39/

Dazu findet die statische Schadensursache häufiger statt als die physikalische, chemische und sonstige Schadensursache. Darüberhinaus wird den Schadensbildern infolge undichter Verbindungen und Rissen oder Scherben der Vorrang gegeben.

Für eine nachträgliche Bestimmung und Erkennung des Rohrbruchverhaltens werden hier in dieser Untersuchung zwei typische Rohrschadensbildungen betrachtet. Und zwar Rißbildung infolge Überbeanspruchung und Schubversagen (a und c in Bild 2.4).

2.4 Verfahrenstechnik beim Bersten

Rohrbersten ist eine heutige neu entwickelte Technik der Leitungserneuerung im Bereich des geschlossenen Bauverfahrens. Mit einem Berstkörper oder Verdrängungshammer wird das zu erneuernde Rohr zerstört. Beim Berstverfahren wird die Bodenentnahme grundsätzlich nicht erforderlich. Mit Hilfe eines Zugseiles oder mit Druckluft wird das Einsatzrohr gleicher oder größerer Nennweite gleichzeitig oder kurz nach dem Zerstören eingezogen /87/. Die erforderliche Kraft, die defekte alte Leitung zu zerbrechen oder zu zerstören und die neue Leitung zu ziehen, hängt nicht nur von Bodenarten und ihrer Festigkeit sondern auch vom Rohrmaterial und seiner Nennweite ab. Außerdem haben die Größe und Formen des Berstkörpers auch größere Bedeutung beim Berstverfahren.

2.4.1 Dynamisches und statisches Berstverfahren

Unter Zugrundelegung dieses Berstvorganges kann das Berstverfahren bezüglich seiner Gebrauchskraft in dynamisches und statisches Berstverfahren unterteilt werden. Bei dynamischer Krafteinleitung wird der spezielle Verdrängungshammer, der die Vorbrechrippen auf dem Körper besitzt, mit Hilfe der Druckluft und des Windenzugs mit der neuen Leitung gleichzeitig gezogen. Der anstehende Boden wird durch Vibration und Aufweitungskörper gestört. Die hydraulische Kraft wird unbedingt bei Brecherarmen benötigt.

Im Vergleich zum statischen Berstverfahren werden die Kräfte aus der Hydraulik und dem Windenzug miteinander verwendet. Die zu

verlegende neue Leitung wird gleichzeitig oder kurz nachher mit Hilfe von Hydraulikpressung nachgezogen (s. Bild 2.6).

Aufgrund des prinzipiellen Arbeitsvorganges dieser zwei Berstverfahren wird die Störungszone des Bodens bei dynamischem größer oder weiter als bei statischen Verfahren vermutet, besonders im Sand.

Darüberhinaus könnte die Größe der Bruchkörper aus sprödem Material beim dynamischen Verfahren im dichten Boden wegen ihrer einfachen Bruchwahrlichkeit auch kleiner sein.

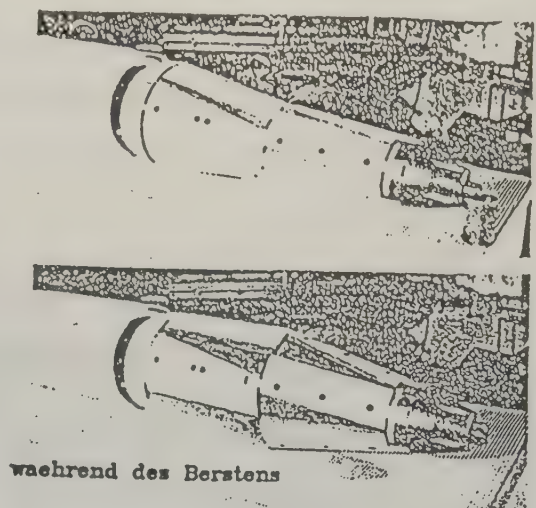
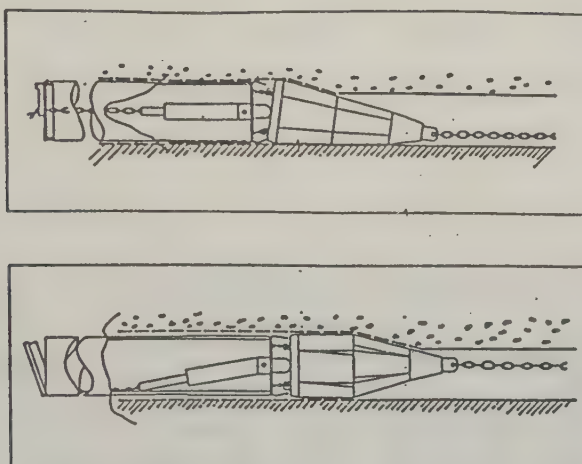


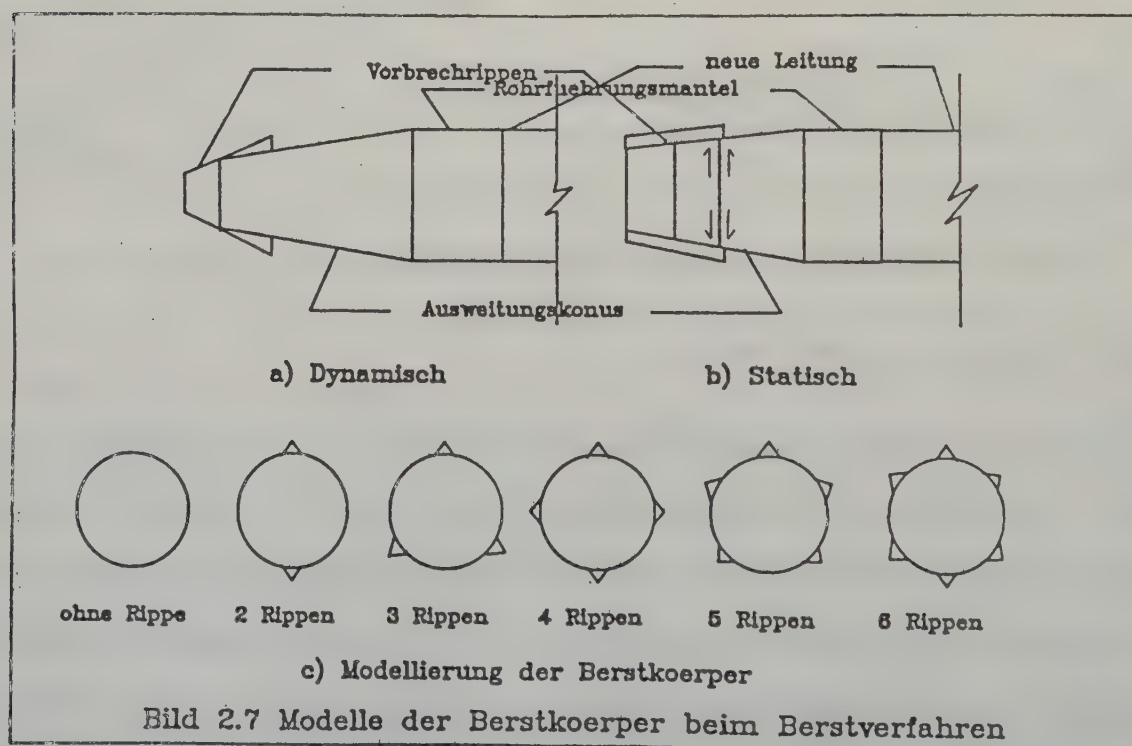
Bild 2.6 Statisches Berstverfahren bei Leitungserneuerung

2.4.2 Modelle der Berstkörper

Angesichts des Berstvorganges ist es Aufgabe der Berstkörper, das defekte alte Rohr zu zerbrechen und aufzuweiten. Zur Verdeutlichung der gesamten Beschreibung der Berstkörper dient Bild 2.7. Drei wichtige Teile der Berstkörper, d.h. Vorbrechrippen, Aufweitungskonus und Rohrführungsmantel, haben jeweils eine eigene, unabhängige Aufgabe. Dabei dienen Vorbrechrippen und Aufweitungskonus für alte Rohre, dagegen Rohrführungsmäntel für neue

Rohre. Die in diesem Untersuchungsbereich vorgesehene Modellierung ist auch in Bild 2.7c dargestellt. Die neue Leitung hat den Durchmesser ein wenig kleiner als der Führungsmantel, aber gleich oder größer (etwa 10-15%) /66/ als die alte Leitung.

Die Anzahl der Rippen spielt eine wichtige Rolle beim Kraftverbrauch. Je weniger Rippen der Berstkörper besitzt, desto niedriger ist der Kraftverbrauch. Dieses neue Berstverfahren bei der Leitungserneuerung ist heute im Entwicklungsstadium und ist meistens bei Abwasserleitungen aus sprödem Material wie Steinzeug oder unbewehrtem Beton erfolgreich. Das Verfahren gilt für Einsatzrohre entweder aus Steinzeug, Beton, Stahl, Gußeisen oder HDPE, GFK, PVC und im Nennweitenbereich von DN 200 bis DN 400 /87/.



3. Grundsätzliche Modellvorstellung für Bruchwahrscheinlichkeit

Hinsichtlich der zu erneuernden Leitung und der heute bekannten Möglichkeiten im Einsatzbereich werden drei typische idealisierte Formen der Bruchkörper angenommen. Ob die Bruchkörper weiter durch Rohrbersten zerstört werden, hängt von den umgebenden Bodenarten, insbesondere der Lagerungsdichte und der Rohrsteifigkeit ab. Normalerweise werden Sande oder Kies-Sand-Gemische in Hinsicht auf ihre Verdichtungsfähigkeit bei der Rohrverlegung sehr häufig angewendet. Ist der Bruchkörper während des Berstens noch biegesteif im Vergleich zu der Lagerungsdichte des Bodens, so dehnt sich das System ohne Rohrbiegebruch weiter aus. Der Boden wird solange verdichtet, bis er genügenden Widerstand aktiviert. Dann entsteht der Biegeriß der Bruchkörper durch Biegezugspannung.

Werden im anstehenden Boden die durch das Bersten erfolgten Verformungen so groß, daß der lineare Bereich verlassen wird (plastischer Bereich), so kann der Bruchzustand des Bodens eher eintreten als der Rohrbiegebruch. Um den Biegebruch oder die Verschiebung der Bruchkörper bei der Modellierung vernünftig zu simulieren, sind der Spannungszustand und die entsprechende Festigkeit des Bruchkörpers und des Einsatzrohres unmittelbar erforderlich.

3.1 Einflußfaktoren und Varianten beim Bruchmechanismus

Beim Bruch wird der Widerstand des Körpers entlang einer oder mehrerer Gleitflächen durch Zug- oder Schubspannung überwunden. Da die Zug- und Biegezugspannung bei Rohren aus sprödem Material

eine wesentliche Rolle spielt, spricht man normalerweise nur von der gesamten Zugspannung infolge Normalkraft (Zugspannung) und Moment (Biegezugspannung). Dabei werden folgende Parameter als die nachvollziehbaren Einflußfaktoren nachstehend in dieser Untersuchungsaufgabe erläutert.

3.1.1 Rohrwerkstoffe

Bei Rohren aus sprödem Material entspricht die Biegezugspannung dem Biegeriß, dagegen ist die Verformung oder der Zugbruch bei flexiblen Rohren zuständig. In diesem Fall wird der Bruchkörper vermutlich hauptsächlich weiter ausgedehnt. Nach dem heutigen Kenntnisstand der mechanischen Eigenschaften und der Herstellung von biegesteifen Rohren haben Steinzeugrohre einen größeren Widerstand gegen den Biegebruch als Betonrohre mit gleicher Nennweite (s. Tabelle 3.1), obwohl die Wanddicke kleiner ist.

So ist die zum Zerschlagen der Bruchkörper erforderliche Kraft von Steinzeugrohren etwas größer als bei Betonrohren, andererseits sind die Bruchkörper größer.

Tabelle 3.1 Rohrbiegesteifigkeit im Vergleich

Rohrnennweite	Steinzeugrohr		Betonrohr	
	FN	σ_{rbz}	FN	σ_{rbz}
DN 200	32	16,94	27	8,796
DN 250	40	21,47	28	8,440
DN 300	48	25,65	30	6,223
DN 400	50	24,10	32	6,784

FN = angegebene Mindestscheiteldruckkraft in kN/m
 σ_{rbz} = resultierende Ringbiegezugfestigkeit in N/mm²
 (Krümmungsfaktor nach TIMOSCHENKO und YOUNG, 1968 /92/)

3.1.2 Größe der Berstkörper der alten und der neuen Leitung

Da aus technischen Gründen bei der Rohrherstellung nach DIN Rohre aus verschiedenen Materialien unterschiedliche Innen- und Außendurchmesser haben, verschieben sich die Bruchkörper auch nicht gleich. Die mathematische Beziehung ist in Abschn. 3.2 dargestellt. Das beeinflusst die Lastgröße und -position der Bruchkörper auf die neue Leitung. Interessant sind die Außendurchmesser des Berstkörpers, der neuen Leitung und Innendurchmesser der Bruchkörper. Ihre Differenz hat eine große Bedeutung auf das Volumen des Hohlraumes zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr.

3.1.3 Größe und Aufteilung der Bruchkörper

Wenn die Bruchkörper zu Beginn des Berstens groß sind, andererseits die Anzahl der Bruchkörper kleiner ist, verschieben sich diese entlang ihrer Leitlinien mehr als wenn sie klein sind. Wichtig sind die zunehmende Punktlast auf das Einsatzrohr und der Hohlraumanteil zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr.

3.1.4 Formen der Berstkörper

Die Vorbrechrippen auf dem Berstkörper dienen als Auflager der Berstkörper, wenn man die Bruchmechanik in Betracht zieht. Weniger Rippen entsprechen größerem Lichtabstand zwischen den Auflagern und führen zu weniger Kraftverbrauch beim Bersten. Die aus den Schnittgrößen gerechneten Sicherheitsbeiwerte zeigen ausgezeichnetes Bruchverhalten an der Stelle des Auftretens der Rippen beim Bersten, d.h. der Sicherheitsbeiwert (in Bild 6.2)

beim Steinzeugrohr DN 200 mit 2 Vorbrechrippen ist 34% von dem mit 4 Vorbrechrippen.

3.1.5 Bodenarten und ihre Lagerungsdichte

Bei lockerem oder weichem Boden dehnen sich die Bruchkörper während des Berstens weiter aus. Die Änderung der Bodenfestigkeit und der Verformungsfähigkeit hat großen Einfluß auf die Bruchbedingungen für zugbeanspruchte Körper.

Je größer die Lagerungsdichte des Bodens ist, desto geringer ist die Bruchkörperverschiebung und es ist auch einfacher, die Bruchkörper weiter zu zerstören.

3.1.6 Sonstiges

Andere Einflußparameter wie Auflagerungsarten, Wasser- und Porengehalt im Boden, Makrostruktur des Bodens, Überdeckungshöhe, Grundwasserspiegel, Art der Verfüllung, Berstgeschwindigkeit, u. a. m. beeinflussen den Bruchmechanismus mehr oder weniger, je nach der Verfahrenstechnik und der entsprechenden Umgebung. Nur einzelne Einflußparameter sollen berücksichtigt und anschließend zusammengefaßt werden. So hat z. B. bei einem Beton-Auflager der obenliegende Bruchkörper mehr Tendenz zu zerstören oder bei naher Oberfläche könnte das ganze System sich während des Berstens nach oben verschieben.

3.2 Bruchkörperverschiebung

Bevor man sich klare theoretische Grundgedanken über das

Bruchkörperverhalten machen kann, muß man die Bruchkörperaufteilung realistisch idealisieren. Mit bekannten Abmessungen von Bruchkörper, Berstkörper und Einsatzrohr kann ein Simulationsmodell in graphischer Darstellung erfaßt werden. Wie in Bild 3.1 beschrieben wird, kann die folgende trigonometrische Beziehung mit Hilfe analytischer Geometrie abgeleitet werden.

Die Verschiebung der Bruchkörper ergibt sich zu:

$$b + v = \sqrt{(R - a)(R + a)}$$

mit $b = r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha$, $a = r_{ik} \cdot \sin 0,5\Delta\alpha$

$$\begin{aligned} v &= \sqrt{(R - r_{ik} \cdot \sin 0,5\Delta\alpha)(R + r_{ik} \cdot \sin 0,5\Delta\alpha)} - r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha \\ v &= \sqrt{(R^2 - r_{ik}^2) + (r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha)^2} - r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha \end{aligned} \quad (3.1)$$

Für den Auflagerwinkel der Berstkörper gilt:

$$\begin{aligned} R \cdot \cos \beta &= v + r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha \\ \beta &= \cos^{-1} \left[\frac{\sqrt{(R^2 - r_{ik}^2) + (r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha)^2}}{R} \right] \end{aligned} \quad (3.2)$$

Und für den Hohlraum gilt:

$$R + \Delta = v + r_{ik}$$

$$\begin{aligned} \text{Hohlraumgröße } \Delta &= \sqrt{(R^2 - r_{ik}^2) + (r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha)^2} - (R - r_{ik}) \\ &\quad - r_{ik} \cdot \cos 0,5\Delta\alpha \end{aligned} \quad (3.3)$$

$$\begin{aligned} \text{Hohlraumfläche} &= r_{ik}^2 \cdot \Delta\alpha / 2\pi + v \cdot R \cdot \sin \beta - R^2 \cdot 2\beta / 2\pi \\ (\text{Volumen/Länge}) &= \frac{0,5(r_{ik}^2 \cdot \Delta\alpha - R^2 \cdot 2\beta) + v \cdot R \cdot \sin \beta}{\pi} \end{aligned} \quad (3.4)$$

Dabei ist zu bemerken, daß die Rechenwerte v , Δ , Volumen gleich Null sind, wenn der Außendurchmesser des Berstkörpers und der Innendurchmesser des Bruchkörpers die gleiche Größe in Radialrichtung haben. Die graphische Darstellung der mathematischen Beziehung zeigen die Bilder A18 und A34 beispielhaft. Interessant ist das Volumen pro Längeneinheit (oder Fläche) des Hohlraumes,

der vielleicht Probleme wegen der Erd- oder Verkehrslast schaffen kann.

Unter der Voraussetzung verschiedener Auflager der Bruchkörper sind der Zusammenhang zwischen Bruchkörpergrößen und erforderlichen Bodenspannungen für Steinzeug und Betonrohr als Beispiele in Bild 3.2 und Bild 3.3 dargestellt. Diese Diagramme beruhen auf der Statik eines Einfeldbogens und Kragbogens mit Berück-

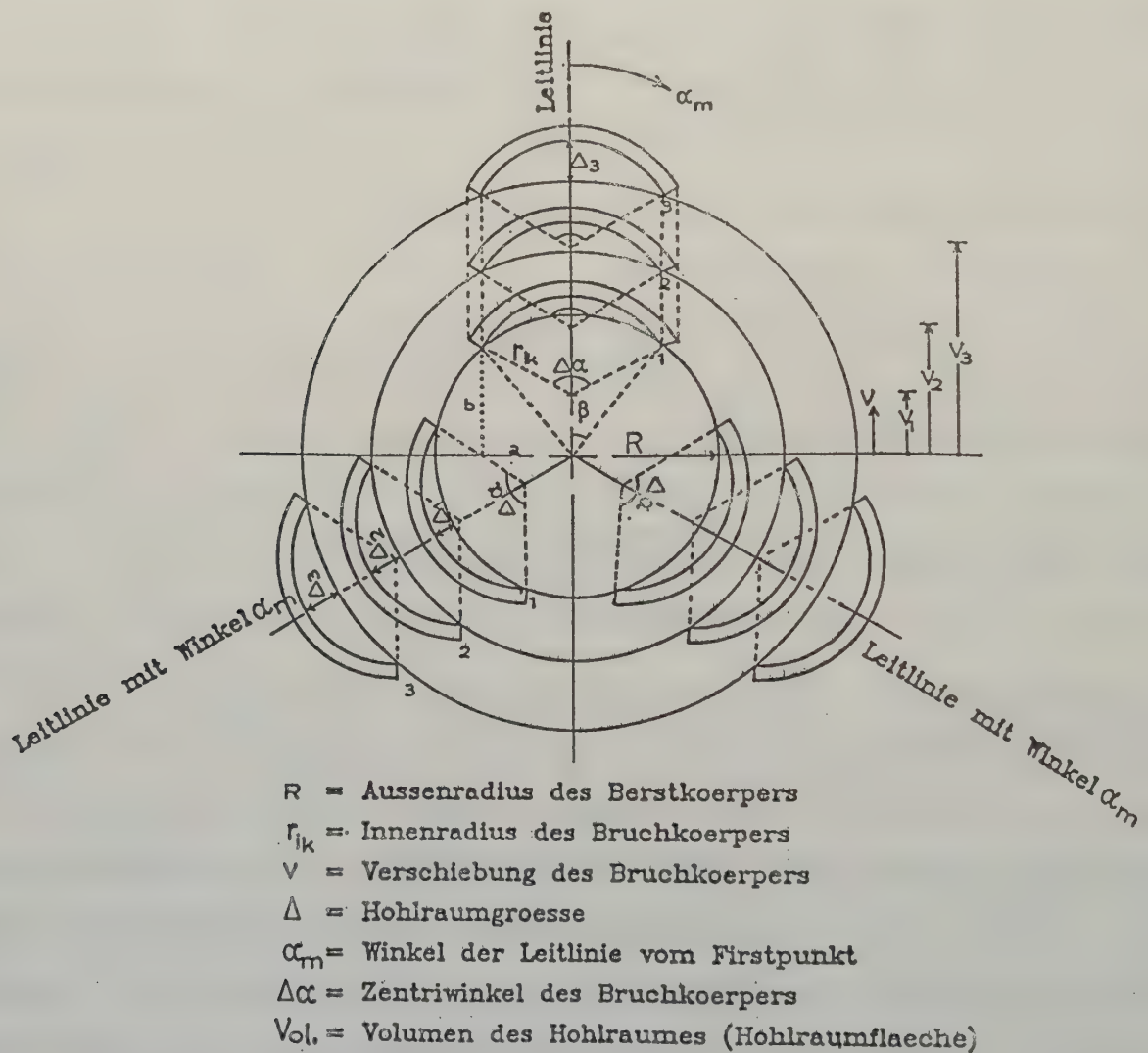


Bild 3.1 Verschiebung der Bruchkoerper waehrend des Berstens

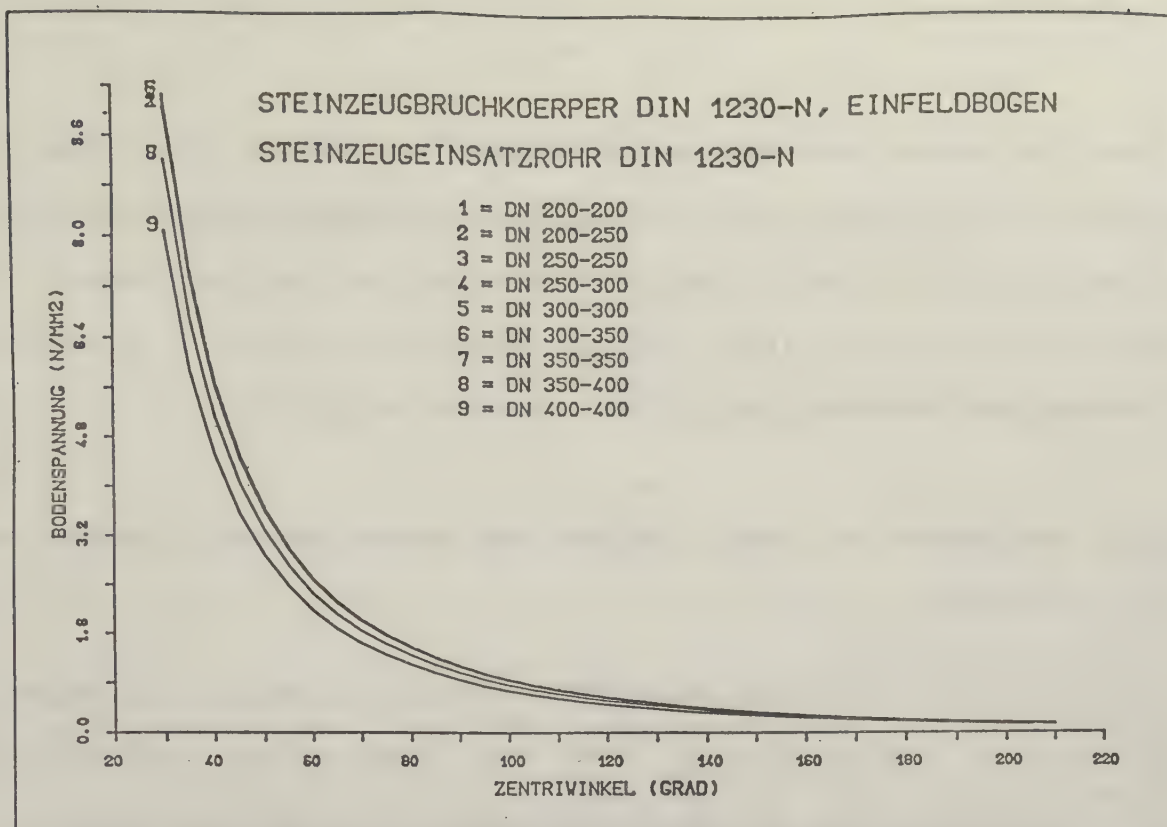


Bild 3.2 Erforderische Bodenspannung beim Biegebruch
fuer Einfeldboegen

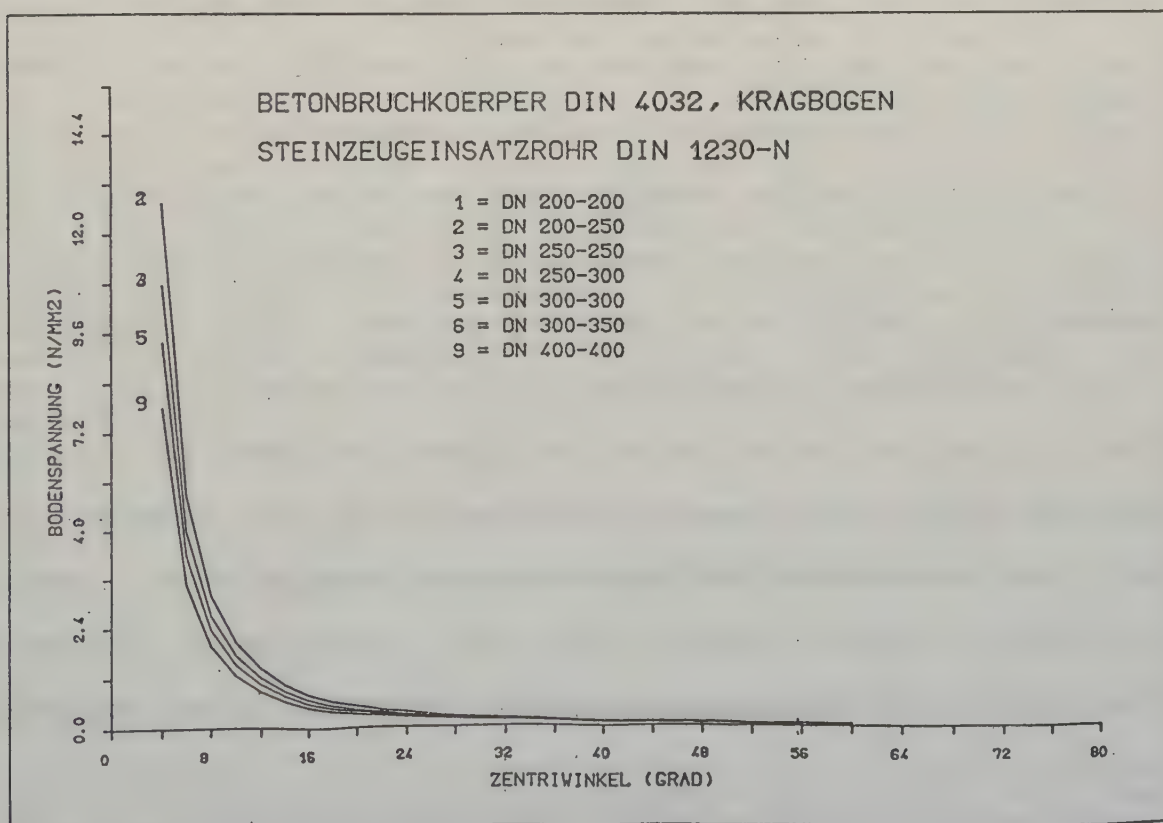


Bild 3.3 Erforderische Bodenspannung beim Biegebruch
fuer Kragboegen

sichtigung der Krümmungsbeeinflussung des Rohres /67/. Die kritischen Zentriwinkel für Einfeld- und Kragbogen liegen jeweils bei etwa 50 bzw. 8 Grad. Dabei haben die Steinzeugbruchkörper etwas kleinere Winkel, aber die zur Herbeiführung des Biegebruches notwendige Spannung ist größer als bei Betonrohren.

3.3 Variation der Schnittgrößen bei verschiedener Bruchkörperaufteilung

Infolge der geringeren Bedeutung der Lastgröße aus Eigengewicht, Wasser u.a. werden nur die Erd- und Verkehrslast berücksichtigt, um die Variation der Zustandsgrößen im ebenen System besser vergleichen zu können. Die am Rohrumfang mit konstanter Wanddicke von Vertikal- und Horizontallast hervorgerufenen Schnittgrößen hängen nicht nur von der Lastgröße sondern auch von der Bruchkörperaufteilung ab. Die druckbelasteten Bruchkörper verursachen die Punkt- oder Linienlast auf das Rohr. Außerhalb von diesem Bereich bleibt die verteilte ständige Last von Boden oder Verkehr unverändert. Die Vertikallast verursacht die vertikale Abminderung und horizontale Vergrößerung des Durchmessers. Diese wiederum ruft eine zusätzliche Horizontallast in der Querschnittsebene hervor. Der Verlauf der Schnittgröße am Rohrumfang hängt im allgemeinen von der Kombination dieser Lastfälle ab. Bei dem biegeweichen Rohr ist die horizontale Radialverschiebung relativ groß, damit der horizontale passive Erddruck aktiviert werden kann. Die vertikale Durchmesseränderung am Rohrscheitel ist jedoch immer maximal.

Mit dem Bruchkörper verändert sich der unstetige Verlauf der Schnittgrößen nach dem Lastangriffspunkt und der Größe der Last-

anordnung. Im Falle der Lastangriffspunkte zwischen dem Rohrscheitel und -kämpfer, der Bruchkörper liegt über dem Rohrscheitel, kann sich die Radialverschiebung am Rohrscheitel nach außen (statt nach innen wie herkömmlich) richten. Unter diesem Zustand tritt die Biegebeanspruchung mit Biegezug auf den äußeren Seiten auf.

Bei der Bruchkörperaufteilung mit $\alpha_a = 90^\circ$ (Bruchkörper liegt über Rohrkämpfer) hat die resultierende Wechselwirkung von passivem Erddruck durch horizontale Radialverschiebung eine geringere oder keine Bedeutung. In diesem Belastungszustand sind das Moment und die vertikale Durchmesseränderung im Rohrscheitel bedeutend größer als in den anderen Teilen des Querschnitts (Extremzustand).

Die Größe und Anzahl der Bruchkörper (andererseits Lastgröße und -angriffspunkt) haben unmittelbar bedeutenden Einfluß auf den Schnittgrößenverlauf am Rohrumfang. Je kleiner die Bruchkörper sind, desto weniger ist die Änderung der Schnittkräfte im Vergleich zum Modell ohne die Bruchkörper und umso besser ist die Rohrtragfähigkeit. Durch äußere Lasten werden am Rohrumfang vornehmlich normale Druckkräfte wegen der Gewölbewirkung hervorgerufen.

Als Beispiel für die unterschiedliche Schnittgrößenänderung gegenüber dem Modell ohne Bruchkörper (OKS200) seien Tabelle A10 und Bild A1 genannt.

Das Modell mit der größeren Anzahl Bruchkörper (11011) in Tabelle A10 bzw. B1S111 in Bild A1) weist eine geringere Schnittgrößenänderung auf als jenes mit wenigen Bruchkörpern (11001 in Tabelle A10 bzw. B1S110 in Bild A1).

4. Theoretische Grundlagen und Übertragung der Rohrstatik auf das Berstverfahren

Im allgemeinen ist das Prinzip der Rohrstatik mit dem der Tunnelstatik gleich. Der Unterschied besteht darin, daß das Rohr meistens ein verkleinerter Maßstab des Tunnels ist und die Wanddicke im Vergleich zum Durchmesser relativ größer ist. So verhält sich das Rohr als dickwandiger Tunnel und der Einfluß der Rohrkrümmung ist ziemlich groß. Das Verhältnis von Radius zu Wanddicke (oder Wandstärke) im Nennweitenbereich von 200 bis 400 beträgt etwa 5 bis 8 für Rohre aus Steinzeug, HDPE, Beton und 21 bis 23 für Rohre aus GKF (s. Tabelle 2.1). Um die Beanspruchung des Rohres genauer berechnen zu können, muß die Rohrkrümmung sowie das geeignete Berechnungsverfahren berücksichtigt werden.

4.1 Übertragung der Mechanik gekrümmter Stäbe

Im gekrümmten Träger kommt ein anderer Spannungsverlauf als im geraden Balken zustande. Das war bereits vor etwa 100 Jahren durch Vorstellung zur Ermittlung von Längsspannung von E. WINKLER (1858) bekannt. GRASHOF /10/ nahm erst die präzise Darstellung im Jahre 1878 vor, von deren Beziehung der Schubspannungsverlauf bei Momentenbeanspruchung unter Berücksichtigung nur von Tangentialspannung ermittelt wurde. Der Verlauf der Radialspannung wurde von C. PFLEIDERER (1907) später ergänzt /35/. Die eingehende mathematische Ableitung kann heute in den meisten Lehrbüchern und Abhandlungen gefunden werden. TIMOSCHENKO und YOUNG (1968), LEHMANN (1975), HEIMESHOF (1967), HOWE (1965), ZÄSCHKE (1968), BORESI et al (1968) usw.

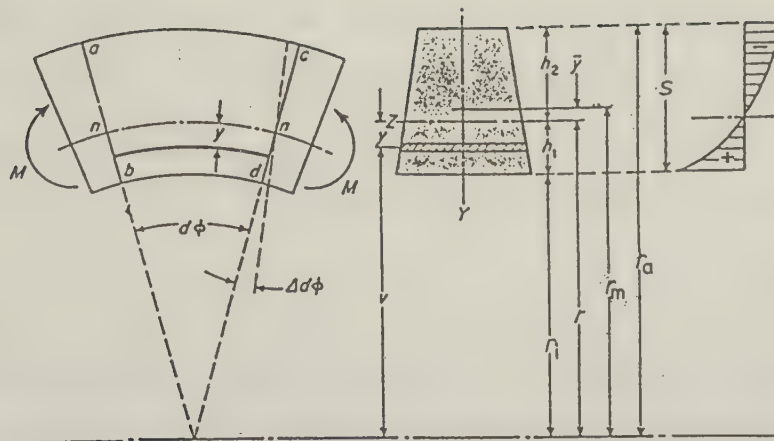


Bild 4.1 Beanspruchung des gekrümmten Stabes

Aus Bild 4.1 ergeben sich die gesamten Extrembiegespannung nach /92/ zu

$$\sigma_{\max} = \sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{M(0,5s - y)}{A \cdot y \cdot r_i} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_a = \frac{N}{A} - \frac{M(0,5s + y)}{A \cdot y \cdot r_a} \quad (4.2)$$

Näherungsweise wird der Krümmungsfaktor wie folgt berechnet

$$\sigma_{\max, \min} = 1 + \frac{s}{3r_a} \quad (4.3)$$

$$= \frac{N}{A} + \alpha \frac{M}{W} \quad (4.4)$$

wobei A = Stabfläche, W = Widerstandsmoment

Andere Formen der Gleichung für die Biegespannungen sind in vielen typischen Lehrbüchern wie /9/35/37/47/107/ dargestellt und die entsprechenden herausgerechneten Widerstandsmomente werden in Tabelle A1 im Anhang zusammengestellt. Allerdings werden die Gleichungen (4.3) und (4.4) vom ATV-Arbeitsblatt A127 und DIN für die Rohrleitungen als maßgebend für die praktische Berechnung verwendet.

Um den Einfluß der Stabkrümmung auf die Rohrtragfähigkeit einzuschätzen, ist das Widerstandsmoment von Rohren aus verschiedenen Werkstoffen in Prozent von dem des geraden Stabes darzustellen. Dabei werden folgende Bemerkungen als Schlußfolgerungen verstanden (s. Bild 4.2).

- Die Berechnungen aus mathematisch abgeleiteten Gleichungen ergeben keinen großen Unterschied. Die einfache Näherungsformel nach ATV-Arbeitsblatt A127 hat den Fehler zwischen 0,2 % und 0,7 % und ist bei GFK-Rohren in etwa so hoch wie bei Betonrohren.
- Das Widerstandsmoment auf der Innenseite des gekrümmten Stabes ist etwa 2 % bis 8 % kleiner als das vom geraden Stab, umso mehr, je kleiner die Rohrnennweite ist (größere Krümmung) außer bei dem HDPE-Rohr.
- Der Einfluß der Krümmung ist bei Betonrohren größer als bei anderen Rohren.
- Das Verhältnis von Krümmungsradius zu Wanddicke bei HDPE-Rohren ist relativ konstant, etwa 8,3 und der Krümmungseinfluß ist ungefähr 4 %.
- Die Biegespannung auf der Innenseite infolge eines Biegemomentes ist wesentlich größer als die auf der Außenseite, 8 % bis 16 %. Sie verläuft parabolisch. Der Verlauf wird zunehmend linearer, je schwächer die Krümmung wird.
- Für das Verhältnis von r_n/s über 10 ist der Krümmungsfaktor (α) in der Praxis mit ausreichender Genauigkeit s/r_n , d. h. $\alpha(r_n/s > 10) = \alpha(r_n/s = 10) s/r_n / 35/$.

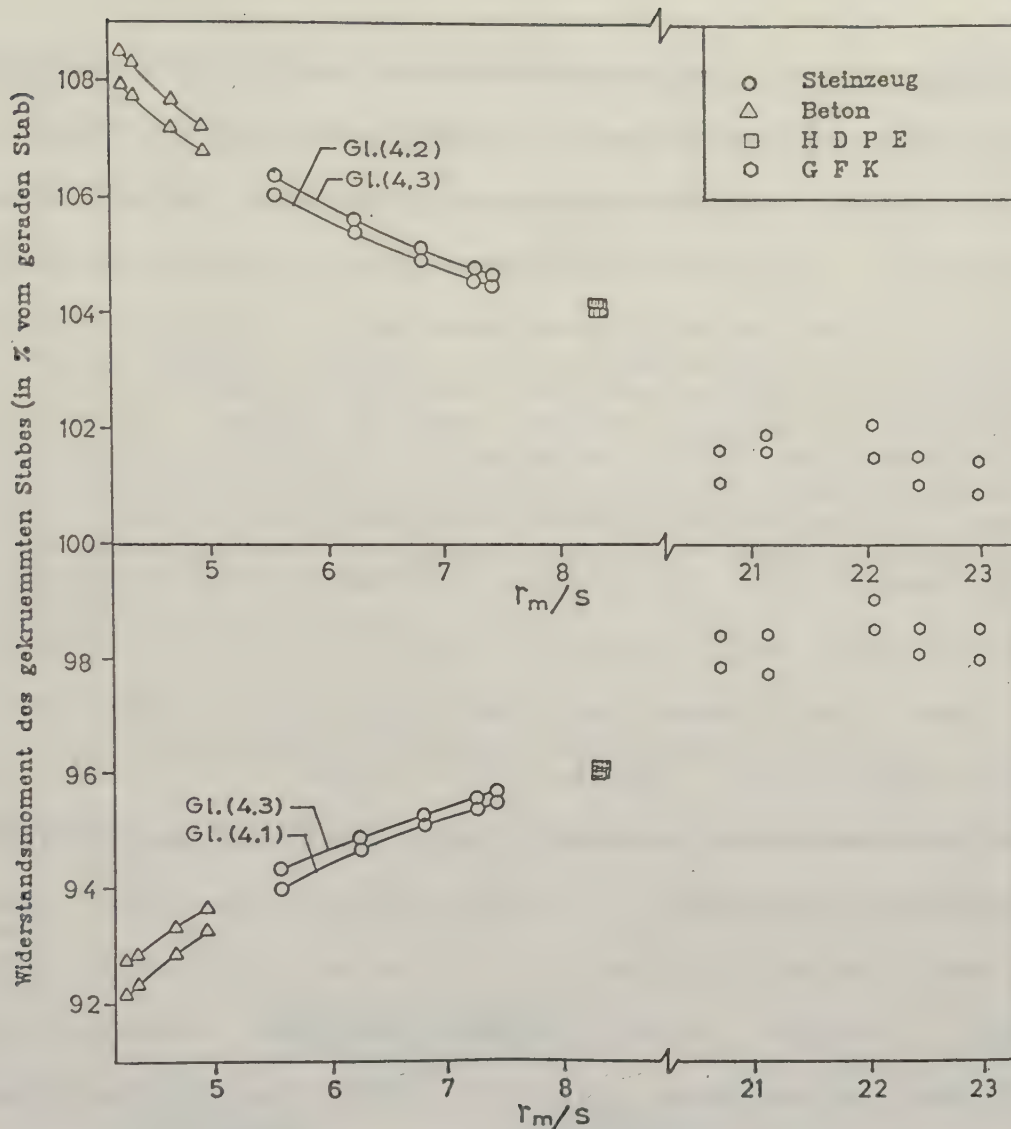


Bild 4.2 Widerstandsmoment verschiedener Rohre in Abhängigkeit vom Radius - Wanddicke - Verhältnis

4.2 Berechnungsverfahren der Rohr- und Tunnelstatik und Übertragung auf das Berstverfahren

Mit den Annahmen über die Belastung einerseits und den Voraussetzungen für den Rohreinbau andererseits können die Schnittkräfte mit Hilfe der statischen Berechnung ermittelt werden.

Das Kräftespiel in kreisringförmigen Rohren läßt sich als dreifach statisch unbestimmtes Problem darstellen. Mit der Entwicklung von Rechenanlagen wird dieses Problem hinsichtlich numerischer Berechnungsverfahren als kinematisch (oder geometrisch) unbestimmtes System behandelt. Wenn die Belastungen am Rohrumfang von außen und/oder innen gleichmäßig verteilt sind, kann das Rohr mit Hilfe der Elastizitätstheorie des dickwandigen Rohres in dem ebenen Spannungszustand (die Theorie der plastischen Zonen) als die glockte Scheibe behandelt werden /41/42/. Da die Art und Zahl der bisher vorgeschlagenen Berechnungsmodelle der Rohr- oder Tunnelstatik sehr groß ist, werden nur einige Berechnungsmodelle, die sich in dieser Arbeit auf praktische Berechnungsmethoden beziehen, mit Berücksichtigung von Last- und Lagerungsarten erwähnt.

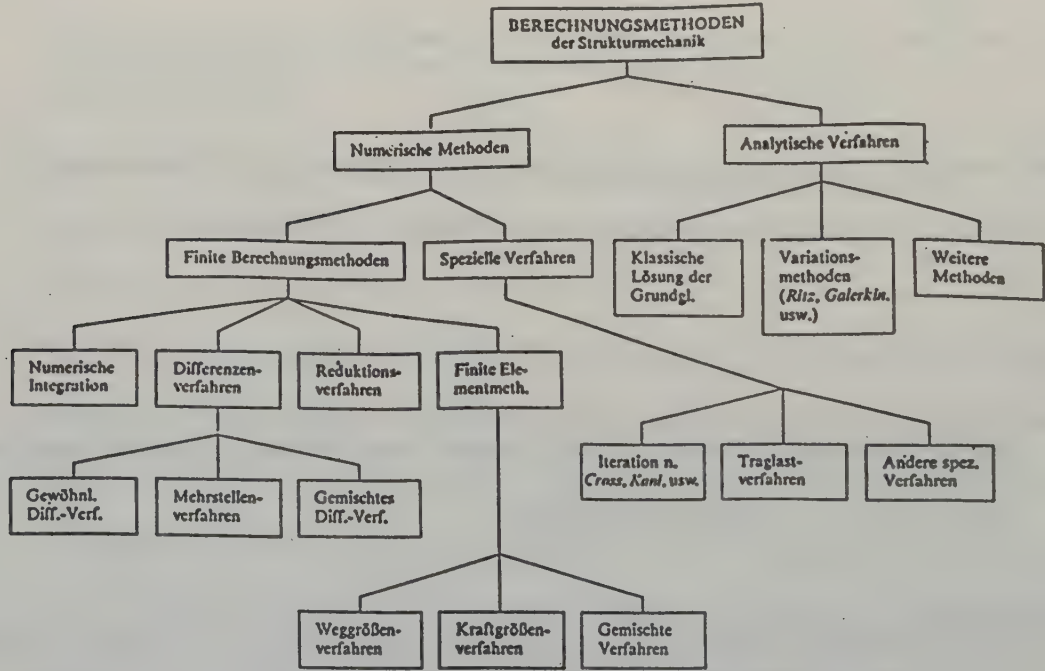


Bild 4.3 Zusammenstellung der Berechnungsmethoden zur Tragwerksanalyse / 89 /

Anhand von in der Strukturmechanik gebräuchlichen Berechnungsverfahren für die Tragwerksysteme unterteilt SZILARD /89/ nach praktischer Anwendbarkeit, die in Form von Flußdiagrammen in Bild 4.3 die dargestellten Berechnungsmethoden.

Die Finite-Element-Methode ist eine Methode in finiten Berechnungsmethoden, zu der die Weg- und Kraftgrößenverfahren gehören. Die finiten Berechnungsmethoden sind die allgemeinen numerischen Berechnungsverfahren, die heutzutage in Ingenieurkonstruktionen sehr häufig verwendbar sind.

4.2.1 Das Kraftgrößenverfahren in der Rohrstatik

Im Prinzip wird das Rohr beim Kraftgrößenverfahren als dreifach statisch unbestimmter Kreisringträger betrachtet, dessen Verformungen infolge der Belastung oder der Stützenreaktionen in den konventionellen Annahmen vernachlässigt werden. Nach dem Kraftgrößenverfahren erfüllt der Lastspannungszustand die Gleichgewichtsbedingungen. Durch Wegnehmen der einwertigen Lager und Einsetzen der Ersatzkräfte (X_1 , X_2 , X_3) in Einheitsspannungszustände werden die unbekannten Kräfte ermittelt.

Nach SCHNEIDER /76/, ARENS und DUDDECK /15/ wird die Berechnung der statisch unbestimmten Stabtragwerke in drei grundsätzliche Verfahren unterteilt, d.h. Kraftgrößenverfahren, Weggrößenverfahren und Integration der Differential-Gleichung des Stabes. Auf diesen drei Grundmethoden bauen die anderen vielfältigen speziellen Berechnungsverfahren auf.

Die Auflager- oder Schnittgrößen sind die Unbekannten der aufzu-

stellenden Gleichungen beim Kraftgrößenverfahren, wobei es sich um statisch unbestimmte Systeme handelt, genannt. Dagegen sind die Verformung und Drehung des Stabes oder Knotens beim Weggrößenverfahren die Unbekannten der Gleichungen, wobei es sich um kinematisch unbestimmte Systeme handelt.

Wichtig ist, die Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen im jeweiligen Spannungs- und Verformungszustand des Tragwerkssystems oder der Teilsysteme unbedingt zu erfüllen.

Der in Bild 4.4 dargestellte Kreisringträger wird im Hauptsystem im Scheitel aufgeschnitten. Die Querkraft an der Schnittstelle wegen der Symmetrie der Belastung und des Querschnitts ist gleich Null und die Normalkraft und das Biegemoment sind nur noch die vorhandenen zwei Unbekannten.

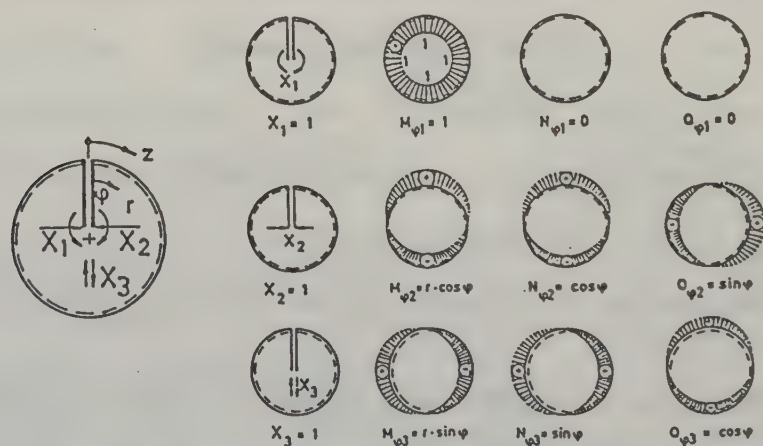


Bild 4.4 Statisch bestimmtes Hauptsystem beim Kraftgrößenverfahren

Aus Symmetriegründen des Systems und der Belastung ist die Berechnung auf nur die Hälfte des Kreisringes im allgemeinen möglich (im Bereich von $\varphi = 0$ bis 180°).

Daraus ergeben sich die Schnittgrößen an jedem beliebigen Punkt

$$M_{\psi} = M_{\psi 0} + X_1 + X_2 r \cos \psi \quad (4.5)$$

$$N_{\psi} = N_{\psi 0} + X_2 \cos \psi \quad (4.6)$$

$$Q_{\psi} = Q_{\psi 0} + X_2 \sin \psi \quad (4.7)$$

Für unterschiedliche Lastfälle, d.h. Rohreigengewicht, Punkt- und Flächenlast, u.ä. unter Berücksichtigung der Auflagerdruckverteilung werden die Lösungen der Differentialgleichungen in form von mathematischen Gleichungen oder Tabellenwerten dargestellt. Der endgültige Schnittgrößenvorlauf kann durch das Prinzip von superposition (Überlagerung) der einzelnen maßgebenden Lastfälle ermittelt werden /59/88/8/36/. Mit Berücksichtigung des Einflusses veränderlicher Wandstärke werden Korrekturfaktoren von NETZER /63/65/ in Anlehnung an Rohrradius-Wanddicke-Verhältnis angegeben.

Es ist zu berücksichtigen, daß die Schnittkräfte nach oben angeführten Kraftgrößenverfahren von Material oder Rohrwerkstoff unabhängig sind.

Die Durchmesseränderung d oder Firstdurchbiegung des Rohres wird bezüglich der Lösung der Differentialgleichung der elastischen Biegelinie ausgewertet /59/36/.

Für Einzellast F im Rohrscheitel und Linienlagerung (Zweilinienebelastung)

$$\Delta d_{\psi} = \frac{F r^3}{EI} \left[(\psi/2 - \pi/4) \cos \psi - 0,5 \sin \psi + 2/\pi \right] \quad (4.8)$$

Für gleichmäßig verteilte Belastung q_v über die obere Rohrhälfte und entsprechende Auflagerung

$$\Delta d_{\psi} = \frac{q_v r^4}{6EI} (2 \sin^2 \psi - 1) \quad (4.9)$$

Bild 4.5 verdeutlicht die Belastungsanordnung nach den Gleichungen (4.8) und (4.9). Ähnliche Formen der vertikalen Durchmesseränderung werden nachfolgend angegeben.

$$\text{NETZER (1980)} \quad \Delta d_v = \frac{q_v 2r (TW_{s,v} - K_o TW_{s,h})}{E} \quad (4.10)$$

$$\text{ATV - A127 (1984)} \quad \Delta d_v = \frac{c_v^* (q_v - q_h) 2r}{S_R} \quad (4.11)$$

Wobei

q_v = vertikale und horizontale Bodenspannung am Rohr

K_o = Ruherddruckverhältnis

$TW_{s,v}, TW_{s,h}$ = Tabellenwert infolge q_v und q_h nach NETZER /65/

c_v^* = Beiwert für die vertikale Verformung nach ATV-Arbeitsblatt A127 (1984)

S_R = Rohrsteifigkeit

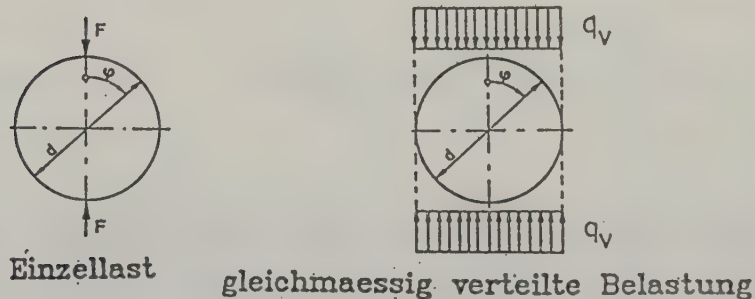


Bild 4.5 Belastungs- und Auflagerdruckverteilung

4.2.2 Bisherige Berechnungsmodelle für Tunnel mit Kreisquerschnitt im Lockergestein

Da viele Berechnungsverfahren im Tunnel mit verschiedenen einzelnen Möglichkeiten und Grenzen bis heute zur Verfügung stehen, werden nur einige von ihnen hier folgende kurz erläutert. Interessant ist das Berechnungsmodell für tiefliegende Tunnel mit voller Belastung. Die Abminderung der Last infolge Wechselwirkung

zwischen umgebenden Boden und Tunnelausbau oder Rohr wird in Abschnitt 5 beim Thema Lastannahmen berücksichtigt. Die bis hier bekannten Berechnungsmodelle für Tunnel können prinzipiell in drei Gruppen nach KATZENBACH (1981) /42/, KATZENBACH und BRETH (1983) /43/ eingeteilt werden, d. h. die durch Gebirgsdruck belastete Tunnelkleidung, die gelochte Scheibe (2 Dimensionen) und der ausgehöhlte Vollraum (3 Dimensionen). Andere Namen, wie Bruchkörpertheorien, Theorie der plastischen Zonen und Deformationsmethoden, werden auch von Fachleuten genannt /4/. Die Übersicht verschiedener Berechnungsmodelle der Tunnelstatik ist in Bild 4.6 dargestellt. Für die Auswahl einer zweckmäßigen Rechenmethode nach statischen Berechnungsmöglichkeiten und Gesichtspunkten sollte sowohl die mechanischen Eigenschaften des Gebirges und Tunnelausbaus als auch die Baubedingungen und die Bauausführung berücksichtigt werden. Trotzdem lassen sich die häufig angewandten Berechnungsverfahren mit bezeichneten Literaturen wie folgt zusammenfassen /43/.

1) Berechnung der mit dem Gebirgsdruck belasteten Tunnelauskleidung

- a) Die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Auskleidung wird durch Lastgrößen berücksichtigt /59/91/60/ bzw.
- b) Die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Auskleidung wird durch Last- und Verformungsgrößen berücksichtigt, mit teilweiser und allseitiger Bettung
 - Kontinuierliche Bettung /77/31/32/33/95/34/62/98/ bzw.
 - Bettung in diskreten Punkten - Stabwerksmodell /101/100/84/83/73/ bzw.

2) Zweidimensionale Berechnung der gelochten Scheibe

a) Die Theorie der plastischen Zonen

- Kreisförmiges Loch mit vertikaler, horizontaler Belastung und Ausbauwiderstand /27/41/ bzw.

- Dickwandiges Rohr mit Außen- und Innendruck /41/63/18/ bzw.

b) Kennlinienverfahren /27/54/18/79/80/ bzw.

c) Numerische Simulationsmodelle /14/29/103/

3) Dreidimensionale Berechnung des ausgehöhlten Vollsaumes

a) Rotationssymmetrischer Spannungszustand mit vertikaler und horizontaler Achse /95/55/58/59/ bzw.

b) Dreidimensionaler Spannungszustand /81/102/78/ bzw.

Nach den Empfehlungen von AHRENS, LINDNER und LUX (1983) /21/ können die Berechnungsmodelle mit voller Tragwirkung (s. 1) a) für tiefliegende Tunnels (Überdeckungs-Durchmesserverhältnis, $h/d \geq 3$) angesetzt werden, während die mit teilweiser Tragwirkung für oberflächennahe Tunnels ($h/d \leq 2$) anzuwenden sind. Die beiden Berechnungsmodelle für den Übergangsbereich ($2 < h/d < 3$) sind je nach den geologischen Bedingungen anwendbar.

Normalerweise werden die Zustandsgrößen unter der Voraussetzung eines homogenen Bodens und eines kreisförmigen Querschnittes analytisch ermittelt. Bei Mehrschichtsystemen des Bodens oder abweichenden Querschnittsformen ist ein numerisches Berechnungsverfahren allerdings zu verwenden.

Für die Berechnungsmodelle 2) c und 3) ist die Anwendung der FEM (Finite-Element-Methode) hinsichtlich der zunehmenden Entwicklung der Rechenanlage vornehmlich unvermeidbar. Mit Berücksichtigung

der Möglichkeit der vielen verschiedenen Rechenmodelle sind einige für die Rohrstatik angepaßte Berechnungsverfahren entsprechend der Zielsetzung dieser Forschungsarbeit wie folgt auszuführen.

4.2.2.1 Statisches Berechnungsverfahren mit Belastung aus Gebirgsdruck

Bei der statischen Berechnung eines kreisförmigen Bauwerkes sollen die folgenden grundsätzlichen Überlegungen angestellt werden. Durch Gewölbe des Querschnittes werden die Reaktionskräfte des Gebirges seitlich des Bauwerkes samt der Auflagerungskräfte von der vertikalen Auflast hervorgerufen. Das Gebirge wirkt tatsächlich einerseits belastend auf das Bauwerk andererseits unterstützt es direkt die Systemtragfähigkeit. Dabei werden die Gleichgewichtsbetrachtungen in der vertikalen und horizontalen Richtung gewährleistet.

Durch die Verformung des Tragwerkes oder die Absenkung des umgebenden Bodens wird die vertikale Auflast zumindest abgemindert oder erhöht, je nach der Verformbarkeit des Systems. Die Art und Größe der Lastverteilung wird durch die Systemsteifigkeit beschrieben. Damit wird die vertikale Last üblicherweise gleichmäßig verteilt angenommen. Während der horizontale Bettungsreaktionsdruck gleichmäßig oder parallelförmig verteilt ist.

Außerdem wird die Auflagerungsdruckverteilung in Abhängigkeit von den Auflagerbedingungen und dem Verformungsverhalten des Bauwerkes vertikal oder radial gerichtet und rechteckförmig oder cosi-

nus-förmig angenommen.

Das Berechnungsverfahren nach ATV-Arbeitsblatt A127 gehört auch zu dieser Gruppe.

Mit der Elastizitätstheorie, z. B. von HARTMANN /34/ wird der horizontale Erddruck durch das Erddruckverhältnis (oder Seitenbeiwert) im Spannungszustand bei natürlicher Ablagerung des Gebirges oder im unberührten Gebirge immer eingeführt.

4.2.2.2 Gebirgsdruckaufteilung am Tunnelumfang

Durch Erd- und Verkehrslast wird der gleichmäßig verteilte vertikale und horizontale Gebirgsdruck mit q_v und q_h bezeichnet. Für die weitere Berechnung kreisförmiger Tragwerke ist es zweckmäßig, die Belastungen in Polarkoordinaten mit dem Nullpunkt auf der Mittelachse anzugeben. Der Winkel zählt von der Lotrechten im Uhrzeigersinn aus. Nach Bild 4.6 ist die radiale Belastung des Tunnelmantels

$$\begin{aligned} p_r &= \sigma_v \cos^2 \varphi + \sigma_h \sin^2 \varphi \\ &= 0,5(\sigma_v + \sigma_h) + 0,5(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\varphi \end{aligned} \quad (4.12)$$

und die tangentialen

$$p_t = 0,5(\sigma_v - \sigma_h) \sin 2\varphi \quad (4.13)$$

mit σ_v (oder q_v) und σ_h (oder q_h) die jeweilige vertikale und horizontale Belastung.

Bei der Tunnelberechnung werden σ_v und σ_h im ungestörten (unberührten) Boden nach der Tiefe unter der Geländeoberfläche, h wie folgt bezeichnet:

$$\sigma_v = \sigma_{v0} = \gamma h \quad \text{und} \quad \sigma_h = \sigma_{h0} = K_0 \gamma (h+r) \quad (4.11)$$

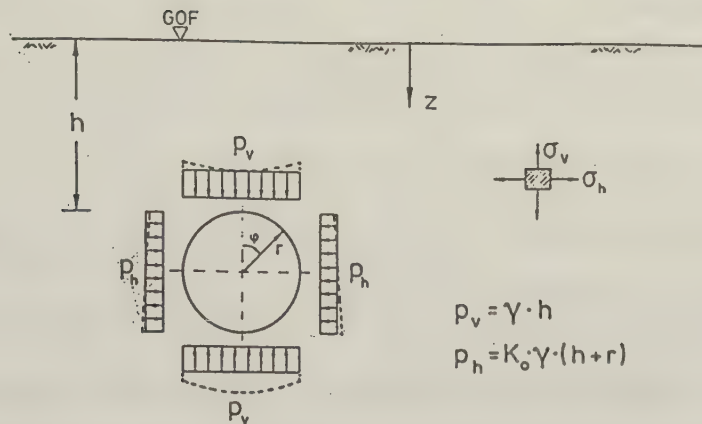


Bild 4.6 Primaere Spannungen und Erddruckansatz

Darin bezeichnen γ das Raumgewicht des Bodens, K_0 den Ruheseiten-druckbeiwert und r den Radius des Tunnelausbaus.

In Form der Fourrierreihe ergibt sich für die Spannungen:

$$p_r = p_{r0} + p_{r1} \cos \varphi + p_{r2} \cos 2\varphi + p_{r3} \cos 3\varphi \quad (4.15)$$

$$p_t = p_{t1} \sin \varphi + p_{t2} \sin 2\varphi + p_{t3} \sin 3\varphi \quad (4.16)$$

Es ist zu bemerken, daß die Grundgleichung (4.15) einen über den Umfang konstanten (das nullte Glied) und veränderlichen Radial-spannungsanteil (1. bis 3. Glied) enthält. Die konstante Ra-dialbelastung, p_{r0} , entspricht vorwiegend der Ringdruckkraft, während das 2. Reihenglied die Biegebelastung oder das Biegemoment erzeugt.

Im allgemeinen werden das nullte und zweite Reihenglied (p_{r0} , $p_{r2} \cos 2\varphi$) der Gleichung (4.15) und das zweite Reihenglied ($p_{t2} \sin 2\varphi$) der Gleichung (4.16) in Abhängigkeit von ihrer sogenannten Fourrierkoeffizienten bei der Tunnelberechnung mit Bettungs- und Kontinuumsmodell sehr häufig gefunden.

4.2.2.3 Statische Berechnung mit elastischem analytischem Kontinuumsmodell

Bei tiefliegenden Tunneln mit größerer Überdeckung wird das Kontinuumsmodell wegen geringer Änderung der vertikalen und horizontalen Baugrundspannung im ebenen Problem für die Berechnung der Zustandsgrößen grundsätzlich verwendet /21/2/.

In der Kontinuumstheorie wird der Boden als elastisches Medium oder Kontinuum aufgefaßt und sie wird zur Scheibentheorie oder Theorie der plastischen Zonen. Dieses Konzept für die Tunnelberechnung läßt sich mit analytischen Gleichungen allerdings auf dickwandige Tunnel erst durch von SCHMID (1926) /75/ begründen. Die weitere Entwicklung zu der Modifizierung der vollständigen Lösungen wird von /96/62/38/61/ bzw. durchgeführt.

WINDELS (1967) gibt die kurze Ableitung der Lösungen der Differentialgleichung für die elastische Scheibe im elastischen Kontinuum an. Die mit der Tiefe zunehmenden Spannungen können bei der Herleitung der Theorie als gleichmäßige Druckverteilung berücksichtigt werden. Bei tiefliegenden Tunneln trifft diese Annahme im homogenen Primärspannungszustand näherungsweise zu.

Nach WINDELS (1967) wird eine herausgeschnittete Scheibe als ein ebenes Problem behandelt, damit ein ebener Verformungszustand oder ein ebener Spannungszustand wahlweise durch Ersetzen geeigneter Parameter darstellbar ist. Zur Vereinfachung der Berechnungsdarstellung werden die folgenden wichtigen Voraussetzungen mittels Bild 4.7 zusammengefaßt:

- Die Überdeckungshöhe ist konstant in Längsrichtung.

- Die Wanddicke ist konstant.
- Ebener Formänderungszustand.
- Elastischer, homogener, isotroper Baugrund (Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes).
- Die horizontale Spannung läßt sich aus der vertikalen Spannung durch den Erddruckbeiwert ermitteln.
- Im Primärspannungszustand des ungestörten Baugrundes werden vereinfachend mit der Tiefe nicht veränderlicher Spannungen angenommen. (Die Veränderung der horizontalen Spannung zwischen First und Sohle ist geringfügig.)
- Sowohl volle Übertragung als auch verschwinden der Tangentiallasten können unmittelbar eingeführt werden.

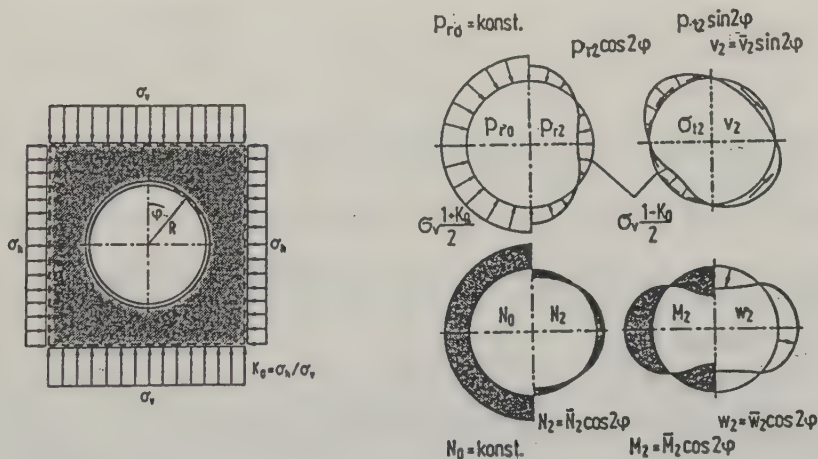


Bild 4.7 Analytisches Kontinuumsmodell

Auf der Grundlage der oben angeführten Bedingungen lassen sich die radialen Spannungen in einem über den Umfang konstanten Anteil p_{r0} und einem mit $\cos 2\varphi$ veränderlichen Anteil in Polarkoordinaten darstellen (1. und 3. Fourrierreihe von Gleichung 4.15) Während die tangential Spannung nach dem $\sin 2\varphi$ -Glied erfolgt als

$$p_r = p_{r0} + p_{r2} \cos 2\varphi \quad (4.17)$$

$$p_t = p_{t2} \sin 2\varphi \quad (4.18)$$

Die Fourierkoeffizienten (p_{r0} , p_{r2} und p_{t2}) werden nach den grundlegenden Annahmen des Erddruckansatzes im Primärzustand angesetzt. (z.B. WINDELS, DUDDECK u. a.)

Für die Poissonsahl $\nu = 0,3$ und die relative Biegesteifigkeit $\alpha < 1000$ sind die Bemessungsweite der Schnittgrößen für die vollständige Tragwirkung in Tabelle 4.1 nach ERDMANN und DUDDECK (1983) angegeben. Damit werden die folgenden wichtigen Einflußparameter in Abhängigkeit von Rohrradius (r , R) und Rohrsteifigkeiten EF , EI) berücksichtigt.

$$\text{die relative Ring - Dehnsteifigkeit} \quad \beta = \frac{E_k R}{EF} \quad (4.19)$$

$$\text{die relative Biegesteifigkeit} \quad \alpha = \frac{E_k R^3}{EI} \quad (4.20)$$

Nach der Elastizitätstheorie wird der Elastizitätsmodul des Kontinuums aus dem Steifemodul E_s bei behinderter Seitendehnung im bodenmechanischen Standardkompressionsversuch in Abhängigkeit von der Poissonzahl ermittelt

$$E_k = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)E_s}{(1 - \nu)} \quad (4.21)$$

Zur Vereinfachung sind die maximalen Biegemomente zur Bemessung in Abhängigkeit der relativen Biegesteifigkeit nach Tabelle 4.1 dargestellt. Die gesamte Ringkraft ist die Summe der konstanten Ringdruckkraft und der mit $\cos 2\varphi$ veränderlichen Ringkraft ($N = N_0 + N_2$).

Es ist allerdings zu bemerken, daß der Berechnungsansatz mit tangentialem Gleiten eine wesentliche Rolle nur beim mit $\cos 2$ veränderlichen Ringkraftanteil spielt.

Der Vergleich mit anderen Lösungen, die von vielen Tunnelstatikern abgeleitet werden, ist in ERDMANN und DUDDECK (1983) /21/; AHRENS, LINDNER und LUX (1983) /2/ mitgeteilt.

Tabelle 4.1 Zustandsgroessen beim Kontinuumsmodell nach ERDMANN und DUDDECK (1983)/21/

	Voller Verbund	Tangenciales Gleiten
$w_0/r; H \frac{1+K_0}{2}$		$\frac{R^2}{EF} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1+\nu} \beta + \frac{\beta}{\alpha}}$
$\tilde{w}_2/r; H \frac{1-K_0}{2}$	$\frac{\frac{R^4}{EI} + \frac{1}{2(1+\nu)} \alpha \frac{R^2}{EF}}{6 + \frac{3-2\nu}{2(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha + \frac{3(5-6\nu)}{2(3-4\nu)(1+\nu)} \beta + \frac{1}{2(3-4\nu)(1+\nu)^2} \alpha \beta}$	$\frac{\frac{R^4}{EI}}{\frac{3(5-6\nu)}{3-4\nu} + \frac{1}{(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha}$
$\tilde{\epsilon}_2/r; H \frac{1-K_0}{2}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{R^4}{EI} + 3 \frac{R^2}{EF} + \frac{1}{1+\nu} \alpha \frac{R^2}{EF}}{6 + \frac{3-2\nu}{2(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha + \frac{3(5-6\nu)}{2(3-4\nu)(1+\nu)} \beta + \frac{1}{2(3-4\nu)(1+\nu)^2} \alpha \beta}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{R^4}{EI}}{\frac{3(5-6\nu)}{3-4\nu} + \frac{1}{(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha}$
$N_0/r; H \frac{1+K_0}{2} R$		$\frac{1}{1 + \frac{1}{1+\nu} \beta + \frac{\beta}{\alpha}}$
$N_2/r; H \frac{1-K_0}{2} R$	$\frac{1 + \frac{1}{12(1+\nu)} \alpha + \frac{1}{4(1+\nu)} \beta}{1 + \frac{3-2\nu}{12(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha + \frac{5-6\nu}{4(3-4\nu)(1+\nu)} \beta + \frac{1}{12(3-4\nu)(1+\nu)^2} \alpha \beta}$	$\frac{1}{\frac{5-6\nu}{3-4\nu} + \frac{1}{3(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha}$
$M_2/r; H \frac{1-K_0}{2} R^2$	$\frac{1 + \frac{1}{2(1+\nu)} \beta}{2 + \frac{3-2\nu}{6(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha + \frac{5-6\nu}{2(3-4\nu)(1+\nu)} \beta + \frac{1}{6(3-4\nu)(1+\nu)^2} \alpha \beta}$	$\frac{1}{\frac{5-6\nu}{3-4\nu} + \frac{1}{3(3-4\nu)(1+\nu)} \alpha}$

Abkürzungen: $\alpha = \frac{E_F R^3}{EI}$, $\beta = \frac{E_F R}{EF}$

fuer die Bemessung

	Voller Verbund	Tangenciales Gleiten
Ringdruckkraft N First/Sohle	$N = \gamma H \frac{1+K_0}{2} R \left[\frac{1}{1+0,75\beta} - \frac{1-K_0}{1+K_0} \frac{1+0,064\alpha}{1+0,085\alpha} \right]$	$N = \gamma H \frac{1+K_0}{2} R \left[\frac{1}{1+0,75\beta} - \frac{1-K_0}{1+K_0} \frac{1}{1,8+0,15\alpha} \right]$
Ulime	$N = \gamma H \frac{1+K_0}{2} R \left[\frac{1}{1+0,75\beta} + \frac{1-K_0}{1+K_0} \frac{1+0,064\alpha}{1+0,085\alpha} \right]$	$N = \gamma H \frac{1+K_0}{2} R \left[\frac{1}{1+0,75\beta} + \frac{1-K_0}{1+K_0} \frac{1}{1,8+0,15\alpha} \right]$
Biegemoment M First/Sohle und Ulime (Maximalwerte)	$M = \gamma H \frac{1-K_0}{2} R^2 \frac{1}{2+0,18\alpha}$	$M = \gamma H \frac{1-K_0}{2} R^2 \frac{1}{1,8+0,15\alpha}$

Abkürzungen: $\alpha = \frac{E_F R^3}{EI}$; $\beta = \frac{E_F R}{EF}$; gültig für $\alpha < 1000$ und $\nu = 0,3$

4.2.2.4 Statische Berechnung mit elastischem Bettungsmodul

Zur Anwendung der Bettungsmodultheorie wird ein aus der Belastung und den gewonnenen Radialverschiebungen berechnetes Bettungsmodul von federnd gestütztem Balkenpolygon grundsätzlich ermittelt. Die Bodenreaktionen, die durch die Verformung der Tunnelauskleidung

geweckt werden, wirken als Druckkräfte prinzipiell in radialer oder tangentialer Richtung auf den Auskleidungsrücken. Entweder Einzelfedern (Federstärke) in diskreten Punkten oder elastisch kontinuierliche Bettung werden dabei angesetzt.

Die erste Auffassung der elastischen Bettungsmodultheorie beginnt im Jahre 1912 mit der Arbeit von KOMMERELL bei Hufeisen-Querschnitten und führt weiter für Kreisring-Querschnitte bei HEWLETT und JOHANNESSON im Jahre 1921. Die wesentliche Entwicklung dieser Theorie ist durch die Einführung der Winklerschen Hypothese mit elastischer, homogener, isotroper Halbebene des Gebirges gekennzeichnet.

Nach der Winklerschen Bettungstheorie ist das radiale und tangential Bettungsmodul k_r , k_t durch die folgenden Beziehungen definiert.

$$k_r = \frac{p_r}{w} = \frac{1}{w} (p_{r0} + \sum p_{rn} \cos n\varphi) \quad (4.22)$$

$$k_t = \frac{p_t}{v} = \frac{1}{v} (\sum p_{tn} \sin n\varphi) \quad (4.23)$$

Damit bezeichnen w , v als die Radial- und Tangentialverschiebung der Tunnelauskleidung und p_r , p_t als zu dieser Verschiebung gehörendem Bettungsdruck.

Nach SONNTAG und FLECK (1976), AHRENS, LINDNER und LUX (1983); ERDMANN (1983) ist es unter der Annahme eines dehnstarren Ausbaus mit $EF =$ für das nullte Fourrierreihenglied (den konstanten Anteil)

$$k_{r0} = \frac{p_{r0}}{w_0} = \frac{E_k}{(1 + \nu) r} \quad (4.24)$$

Für das zweite Reihenglied gilt:

$$k_{r2} = \frac{p_{r2} \cos 2\varphi}{w_{r2}} = \frac{3(1-\nu) E_k}{(1+\nu)(3-4\nu)r} \quad (4.25)$$

$$k_{t2} = -\frac{3(1-2\nu) E_k}{(1+\nu)(3-4\nu)r} \quad (4.26)$$

Für die tangential Gleitung zwischen Baugrund und Ausbau ergeben sich dann die Bettungsmoduli aus den Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen.

$$k_{r2} = \frac{3(1-2\nu) E_k}{(1+\nu)(3-4\nu)r} \quad (4.27)$$

$$k_{t2} = 0 \quad (4.28)$$

Für den konstanten Belastungsanteil p_{r0} ergeben sich aufgrund der gleichgroßen Radialverschiebungen des Baugrundes und Ausbaus keine Veränderungen

Mit $\nu = 1/3$ ergeben sich für diesen Fall

$$k_{r0} = 0,75 \frac{E_k}{r} = 0,5 \frac{E_s}{r} \quad (4.29)$$

$$k_{r2} = 0,75 \frac{E_k}{r} = 0,5 \frac{E_s}{r} \quad (4.30)$$

$$k_{t0} = 0 \quad (4.31)$$

Die Gleichungen (4.29) bis (4.31) erfolgen aus der Vernachlässigung der tangentialen Bettung, aber Berücksichtigung der Schubbelastung. Nach SONNTAG und FLECK (1976) empfiehlt sich der Faktor bei E_k von 0,75 auf jeden Fall für die Praxis. Dennoch werden $k_r = E_s/r$ für teilgebettetes System und $k_r = 0,5 E_s/r$ für allseitige Mitwirkung in der statischen Berechnung häufig verwendet.

Es wird $k_r = E_s/r$ für das teilgebettete System sowie die tief-
liegenden Tunnel und $k_r = 0,5 E_s/r$ für allseitige Mitwirkung
nach den Empfehlungen von DUDDECK (1980) /16/ auch näherungsweise

Tabelle 4.2 Radiale und tangentiale Bettungsmoduln
(ERDMANN, 1983) /20/

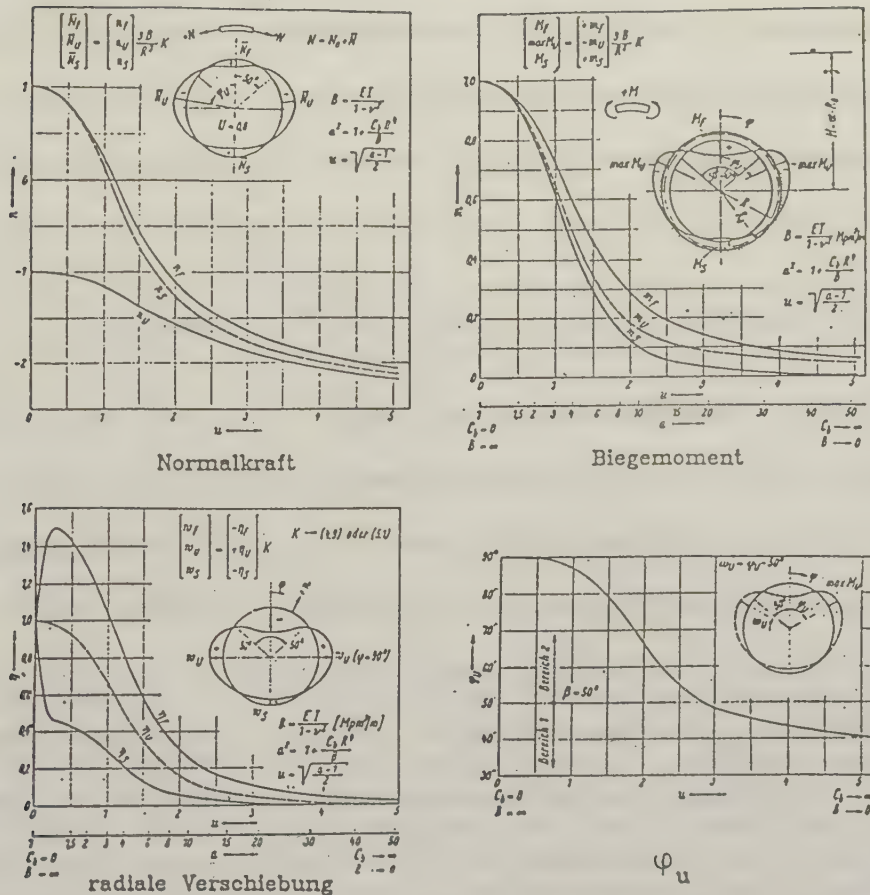
Quelle	Bettungsmodul	Bemerkungen
Konsistente Lösung des ebenen		Kontinuumsmodells
① AHRENS/ UNIONER/LUX	$k_{r0} = 0,75 \frac{E_x}{R}$	Voller Verbund
	$k_{r2} = 0,90 \frac{E_x}{R}$	Nulltes und zweites
	$k_{t2} = -0,45 \frac{E_x}{R}$	Reihenglied
	$k_{r2} = 0,75 \frac{E_x}{R}$	Radiale Bettung ($p_1=0$) Zweites Reihenglied
Aus Gl.(34) abgeleitete Lösungen		
② HAIN/HORST	$c_r = (0,790 + 0,798) \frac{E_x}{R}$	Voller Verbund
	$c_t = (-0,349 + 0,392) \frac{E_x}{R}$	Nulltes bis drittes Reihenglied
③ FLECK/ SKLIVANOS	$c_{rw} = 0,353 \frac{E_g}{R}$	Hohlraum ohne Ausbau
	$c_{tw} = 0,58 \frac{E_g}{R}$	Zweites Reihenglied Mittelwerte, E_g s. Text
④ FLECK/ SONNITAG	$k_{r0} = 0,75 \frac{E_x}{R}$	Radiale Bettung ($p_1=0$)
	$k_{s2} = 0,75 \frac{E_x}{R}$	Nulltes und zweites Reihenglied

angesetzt. Trotzdem sind die Bettungsmoduli zufolge vielen Tunnelstatikern in Tabelle 4.2 angegeben.

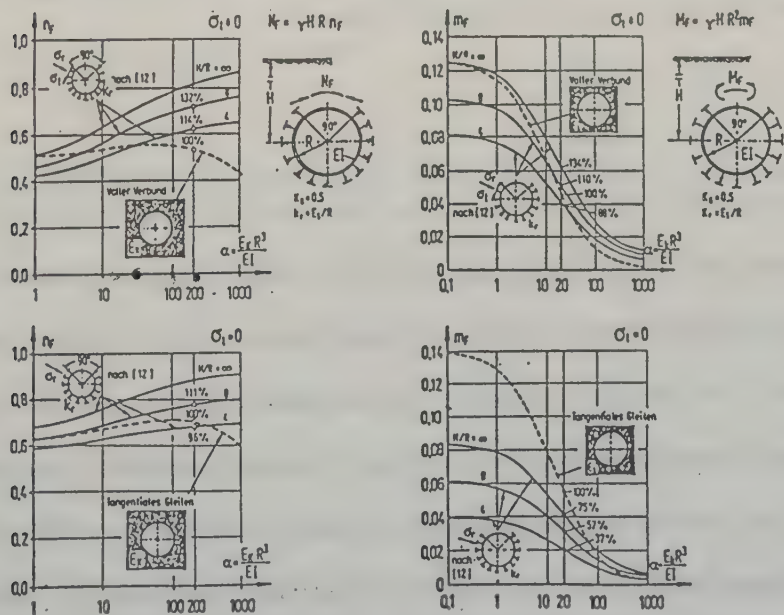
Die Schnittkräfte des Ausbaus erfolgen nach der Lösung der Differentialgleichungen mittels der Gleichgewichts- und Verschiebebe-
trachtungen /33/.

Die nachfolgenden wesentlichen Annahmen sind jedoch bei der An-
wendung der Bettungsmodultheorie zu bedeuten:

- ebener Förmänderungszustand
- Gültigkeit des Winklerschen Gesetzes
- die Ansätze der Balkenbiegung sind verwendbar (groß Radius-
Wanddicke Verhältnis)
- konstante Biege- und Dehnsteifigkeit über den Umfang
- konstantes Bettungsmodul



a) Das Teilbettungsmodell nach SCHULZE und DUDDECK (1964) /77/



b) Das Teilbettungsmodell und vollstaendige Kontinuumsmodell nach AHRENS, LINDNER und LUX (1983) /2/

Bild 4.11 Zustandsgrößen beim Teilbettungsmodell und vollstaendigen Kontinuumsmodell

Die Herleitung der Bettungsmodultheorie oder der strengen Lösungen wird in dieser Arbeit nicht vorgenommen, trotzdem dient Bild 4.11 als veranschaulichtes Beispiel für die Schnittgrößen in der First mit unterschiedlichen Radius-Wanddicke-Verhältnissen.

4.2.3 Beanspruchungen nach der Theorie II. Ordnung

Nach den Empfehlungen von DUDDECK (1980) /16/ ist die Spannungsberechnung nach Theorie II. Ordnung bei stärker verformbaren Tunnelwandungen unmittelbar erforderlich. Bei der Spannungstheorie II. Ordnung wird das Biegemoment durch das Produkt aus der Radialverschiebung und der Normalkraft zusätzlich vergrößert. Darüberhinaus sollten die Auswirkungen solcher Vorverformung oder ungewollten Tunnelmantelabweichungen von der Sollform (Imperfektion) besonders bei dünnwandigen Profilen, nach dem gleichen Prinzip nachträglich berechnet werden. Die gesamte Radialverschiebung W_g wird wie folgt beschrieben:

$$\begin{aligned} W_g &= W + W_v \\ &= W(1 + \omega) \end{aligned} \quad (4.32)$$

worin ω der Proportionalitätsfaktor zwischen der Vorverformung W_v und der elastischen Verformung W ist. Die Normalkraft über den Umfang wird zur Vereinfachung der Rechnung normalerweise konstant angenommen. Sie kann bei einer Berechnung mit finiten Elementen über den Umfang veränderlich, aber elementweise konstant angesetzt werden, so wie die Biegesteifigkeit (EI). Die neuen Normalkräfte (Stablängenkkräfte) werden zunächst umgeschrieben und weiter bei der Berechnung ersetzt durch:

$$N = N(1 + \omega) \quad (4.33)$$

$$M = M(1 +)W \quad (4.34)$$

Mit vorgegebener Vorverformung (W_v) wird der Proportionalitätsfaktor (ω) vernünftig geschätzt. Der Rechnungsvorgang erfolgt nach dem Iterationsprinzip. Da die Schnittkräfte immer als Funktionen der Radialverschiebung abgeleitet und berechnet werden, wird die geschätzte Größe von N oder W als erste Näherung häufig eingeführt. Die Berechnung wiederholt sich bis die Abweichung klein genug ist oder bis die erwünschte Genauigkeit erreicht wird. Da die Radialverschiebung und das Biegemoment im Firstpunkt am größten ist, wird üblicherweise die Normalkraft an dieser Stelle für die weitere Berechnung als konstant angesetzt.

Nach DUDDECK et al /17/ werden die Schnittkräfte durch den Zuwachsfaktor (Verhältnis der Größe der II. Ordnung zur I. Ordnung) von 1,4 für die Tunnel mit großer Verformung bei der Bemessung erhöht. Die Erläuterung und die Rechnungsvorgänge nach der Theorie II. Ordnung werden mit theoretischer Erfassung eingehend in /98/2/101/31/ usw. diskutiert.

4.3 Finite Berechnungsmethode mit Hilfe von Stabwerksmodellen

Die Anwendung von Stabwerksprogrammen (eindimensionale Elemente) in der Tunnelstatik wird in der Arbeit von WISSMANN (1968) /101/ im ebenen Problem angegeben. Im Prinzip wird das nicht notwendig kreisförmige System durch die Stabelemente und ihre Knoten als Polygonzug idealisiert. Mit zusätzlichen Aussagen über die Randbedingungen (Auflagerungsarten) und die Zwischenbedingungen (Gelenkarten) wird das Traglastsystem hinsichtlich erforderlicher günstiger Berechnungsannahmen und -voraussetzungen simuliert. Die

numerische Rechenarbeit ist sehr aufwendig und mühsam, aber kann durch Einsatz von Elektrorechnern erheblich erleichtert werden. Üblicherweise wird die Auflast zuerst angenommen und dann weiter auf die Stäbe als ebenes Problem umgerechnet.

Auf der Grundlage des Weggrößenverfahrens und mit Hilfe des Übertragungsverfahren werden bei beliebiger Belastungsanordnung die jedem Element zugeordneten Schnittgrößen und Verformungen berechnet.

5. Grundsätzliche Annahmen, Systemberechnung der Rohrstatik und Modellvorstellung der Untersuchung

Zwecks der Verwendung der Rohrstatik beim Rohrbersten läßt sich dieses Kapitel in drei wichtige Abschnitte unterteilen, d.h. Erddruckansatz, rechnerische Anwendung des Stabwerksprogrammes hinsichtlich Berechnungskapazität und die Modellvorstellung der Lastanordnung auf das Rohr. Mit günstigen oder vernünftigen Lastannahmen werden die Zustandsgrößen unter Berücksichtigung der erforderlichen Theoriegrundlage, der Rohrwerkstoffe und schließlich der Genauigkeit der Ausgangsergebnisse ermittelt.

5.1 Erddruckansätze und bodenmechanische Kennwerte in der statischen Berechnung

Angesichts der klassischen offenen Bauweise werden Rohrleitungen in Gräben oder unter Aufschüttungen verlegt und vorwiegend durch Boden- oder Verkehrslasten beansprucht. Wegen der prinzipiellen Leitungserneuerungskonzeption werden die in jüngster Zeit neu entwickelten Verfahren des Leitungsbaus in geschlossener Bauweise wie Vortriebsverfahren, Bodenverdrängungsverfahren, Bodenentnahmeverfahren u.ä. (MAIDL, 1984) /56/ in dieser Arbeit nicht näher betrachtet. Wie bereits vorher erwähnt, werden die Lasten infolge innerem/äußerem Wasserdruck, Auftrieb, Eigengewicht, Temperaturveränderungen, Längskräfte oder Querkkräfte bei Rohrkrümmung oder Querschnittverengungen u.ä.m. wegen kleiner Lastgrößen und/oder zeitabhängiger Laständerung auch hier außer acht gelassen.

Nur Erd- und Verkehrslast auf dem Rohr im Graben werden hier vornehmlich besprochen, um die Zustandsgrößen unter verschiedenen

Lastanordnungen deutlicher zu vergleichen. Durch Rohrverformung am Scheitel nach innen und am Kämpfer nach außen werden die vertikale Erdauflast infolge Wandreibungskräfte abgemindert, aber die horizontale Erdlast aufgrund horizontalen Passiverddruckes erhöht. Eine weitere Abminderung oder Steigerung der Vertikalbelastung erdverlegter Rohre gemäß der Systemsteifigkeit des Rohres und des Bodens neben dem Rohr wird jedoch allgemein in Rechnung gestellt.

Darüberhinaus werden die Spannungen im Boden infolge der Verkehrslasten nach ATV-Arbeitsblatt A127 nur in vertikaler Richtung ohne Lastabminderung bei der Berechnung der Zustandsgrößen berücksichtigt.

5.1.1 Berechnung der Erdauflast auf Rohre

Der bekannten Berechnung der Erdauflast in Rohrscheitelebene wird die Silotheorie von JANSSEN schon im Jahre 1895 zugrunde gelegt. Später wird die Silotheorie von MARSTON im Jahre 1913 mit Berücksichtigung des Seitendruckes auf die Grabenwände, weltweit bekannt als Marston's Theorie, weiter entwickelt. Das Berechnungsverfahren von MARSTONs ist von MARQUART (1934), ROSKE (1961) und WETZORKE (1960) u.ä.m. in der Bundesrepublik Deutschland übernommen /52/107/. Eine Erweiterung und Modifizierung des Berechnungsverfahrens wird mit Berücksichtigung der Steifigkeit des Rohres und des Bodens neben dem Rohr erst von CRAEMER (1933), später von VOELLMY (1937) und umfassend von LEONHARDT (1972, 1979) erfaßt und ist jetzt im Berechnungsvorschlag des ATV-Arbeitsblattes A127 (1984) in der BRD angewandt.

Gleichzeitig wird die Grundidee von MARSTON's zu eingehenden Mes-

sungen an verlegten Rohrleitungen von MARSTON, SCHLICK und SPANGLER weiter vertieft und wird in der heutigen Zeit in den USA, Großbritannien, Japan, Australien, Frankreich, Schweden u. a. m. angewandt /24/85/106/.

Üblicherweise wird die vertikale Erdlast oder Bodenspannung in der Rohrscheitelebene als gleichmäßig verteilt, wie der vertikale Bettungsreaktionsdruck angenommen.

5.1.1.1 Vertikale Erdlast nach der Silotheorie

Bei der Rohrverlegung in Gräben mit senkrechten Wänden entstehen die in Bild 5.1 dargestellten Reibungskräfte an vorhandenen Grabenwänden nach der Überschüttung. Diese Reibungskräfte entsprechen dem Schubwiderstand entlang der Reibungsflächen und führen zu einer Abminderung der Bodenspannung. Gemäß der Untersuchung der Falltür beim Sand von TERZAGHI /90/ wird das Bodengewicht durch Reibungskräfte mit Bildung des Stützgewölbes übertragen und der Seitendruckbeiwert K nach der Spannungumlagerung bleibt unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen zwischen dem Wert im Ruhezustand K_0 und dem maximalen (passiven) Wert von RANKINE ($K_0 < K < K_p$).

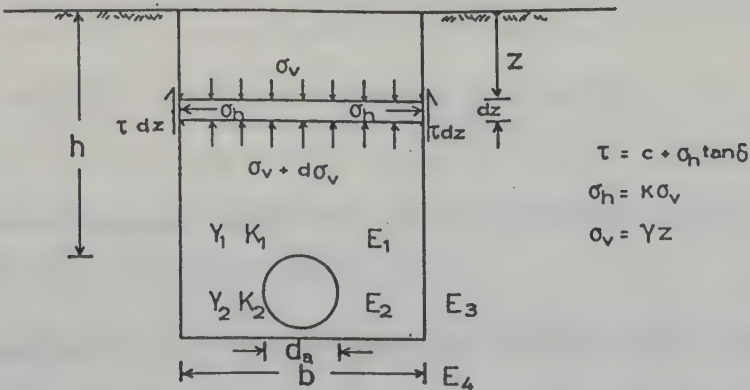


Bild 5.1 Spannungumlagerung nach der Silotheorie

Unter Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung

$$\gamma \cdot b \cdot dz + \sigma_v \cdot b - (\sigma_v + d\sigma_v) \cdot b - 2\tau \cdot dz = 0 \quad (5.1)$$

$$\gamma \cdot b \cdot dz - b \cdot d\sigma_v - 2c \cdot dz - 2\sigma_v \cdot K \cdot \tan\delta \cdot dz = 0 \quad (5.2)$$

Bei Integration der Gleichung (5.2) ergibt sich die Lösung für kohäsionlosen Boden:

$$\sigma_v = \gamma h \kappa \quad (5.3)$$

wobei

$$\kappa = \frac{1}{2K \cdot (h/b) \cdot \tan\delta} \left[1 - e^{-2K \cdot (h/b) \cdot \tan\delta} \right] \quad (5.4)$$

κ = Abminderungsfaktor für eine Grabenlast nach der Silotheorie

Ähnlicherweise gilt die Gleichung (5.5) für eine gleichmäßig verteilte Flächenlast p_0 .

$$\Delta\sigma_p = p_0 \kappa_0 \quad (5.5)$$

mit

$$\kappa_0 = e^{-2K \cdot (h/b) \cdot \tan\delta} \quad (5.6)$$

κ_0 = Abminderungsfaktor für eine Flächenlast nach der Silotheorie

Die gesamte vertikale Erdlast ist die Summe der Gleichung (5.3) und (5.5).

Wichtig ist daher, vor allem die in der Silotheorie getroffenen folgenden Festlegungen und Bemerkungen einzuhalten:

- Zur Anwendung der Scherparameter handelt es sich um einen plastischen Grenzzustand des Bodens (Scherfestigkeit beim Bruch) d. h. große Verformung des Bodens an Gleit- oder Reibungsflächen, um die Scherkräfte vollständig zu mobilisieren.
- Die Erdlastbeiwerte κ , κ_0 sind immer positiv und weniger als 1,0.
- Aus der Silotheorie ergeben sich die Berechnungsergebnisse umso genauer, je schmaler und tiefer die Baugrube ist.

- Die Erdauflasttheorie nach MARSTON beruht auf den grundlegenden Voraussetzungen der Silotheorie bis zu dieser Stufe, danach lassen sich die Rohrleitungen nach Art der Verlegung wie Graben- und Dammleitungen (mit positiv oder negativ ausladenden Rohrleitungen) unterscheiden.
Bei starren Rohrleitungen wird das Bodengewicht der Auffüllung mit $\gamma h^2 \chi_b$ nur vom Rohr aufgenommen, dagegen bei biegsamen mit $\gamma h^2 \chi_{d_a}$.
- Die Erdauflasten aus den Gleichungen (5.3) und (5.5) sind von der Rohrgröße unabhängig.
- Die Erdauflasttheorie nach MARTON ist auf jeden Fall in der jetzigen Zeit noch in den USA /1/ Großbritannien /106/

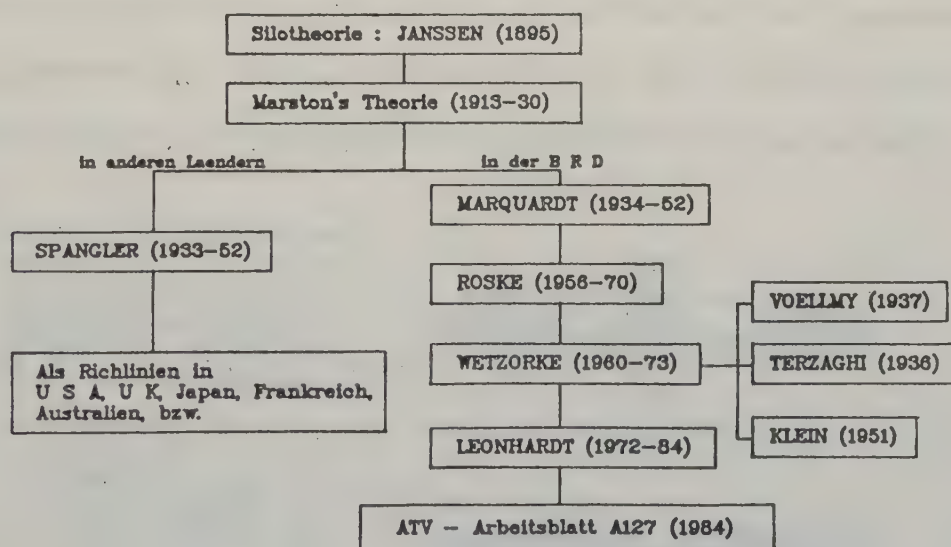


Bild 5.2 Entwicklung des statischen Berechnungsverfahrens
der Belastung eingebetteter Rohre

Frankreich, Japan, Indien, Australien, Schweden /23/ und auch in der Bundesrepublik Deutschland vor dem Erscheinen des ATV-Arbeitsblattes A127 /5/70/71/107/ anwendbar.

- Bild 5.2 stellt die bisherige Entwicklung der Belastung eingebetteter Rohre in Form eines Flußdiagramms dar.

Bezüglich der Zielsetzungen dieser Forschungsarbeit sind die nachfolgenden statischen Berechnungsausführungen nach dem in der BRD neu entwickelten ATV-Arbeitsblatt A127 (1984) vorwiegend angegeben.

5.1.1.2 Vertikale und horizontale Erdlast unter Berücksichtigung der Systemsteifigkeit des Rohres und des Bodens

Den Grundideen der neuen statischen Erdlastberechnung unter Berücksichtigung der Systemsteifigkeit nach der Richtlinie vom ATV-Arbeitsblatt A127 liegt die Dissertation von LEONHARDT (1973) zugrunde. Ausgehend von der Systemverformbarkeit werden die Rohre

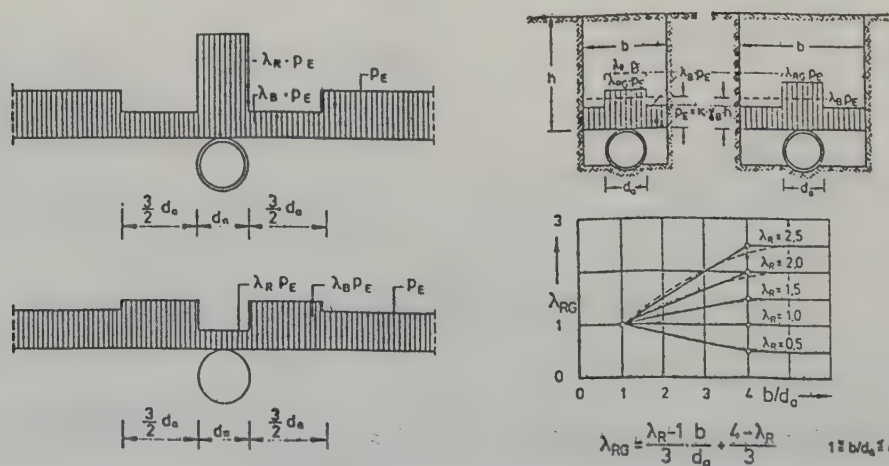


Bild 5.3 Umlagerung der Bodenspannungen in Damm- und Grabenleitungen

und Bodenkörper durch jeweils die definierte Federkonstante und die Bettungsmoduli ersetzt. Die detaillierte Beschreibung und die entsprechenden Gleichungsableitungen sind in den Aufsätzen von LEONHARDT /48 bis 53/ mit theoretischen Betrachtungen und idealisierenden Annahmen angegeben. Die weitere Ausgabe für die Berechnung der Umlagerung der Bodenspannung ist in Bild 5.3 nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 dargestellt.

Die vertikalen Bodenspannungen werden durch die Konzentrationsfaktoren λ_R für die Spannung über dem Rohr und λ_B für die Spannung im Boden neben dem Rohr berechnet. Aus der idealisierten Form der Spannungsumlagerung ergibt sich die lineare Beziehung der Konzentrationsfaktoren wie folgt.

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (5.7)$$

Es ist allerdings dabei anzumerken, daß die beiden Konzentrationsfaktoren (λ_R, λ_B) für den Bereich der Grabenbreite gleich oder weniger als das 4fache des Rohraußendurchmessers ($b \leq 4 d_a$) gelten.

Für die Rohrleitungen im Graben werden die Konzentrationsfaktoren ($\lambda_{RG}, \lambda_{BG}$) unter Berücksichtigung der Grabenbreite (b) und des Rohraußendurchmessers (d_a) in statischer Berechnung eingegeben.

$$1 \leq \frac{b}{d_a} \leq 4, \quad \lambda_{RG} = \frac{(\lambda_R - 1) \cdot b}{3 \cdot d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (5.8)$$

$$4 < \frac{b}{d_a} < \infty, \quad \lambda_{RG} = \lambda_R \quad (5.9)$$

$$\text{Für alle Grabenbreiten: } \lambda_{BG} = \lambda_B \quad (5.10)$$

Bei der Verwendung des statischen Berechnungsverfahrens nach ATV-Arbeitsblatt A127 werden die folgenden Festlegungen zusammenge-

stellt:

- Die vertikale und horizontale Durchmesseränderung des Rohres wird im Zusammenhang mit Bodenverformung mit Hilfe der Rohrsteifigkeit (S_R) berücksichtigt.
- Die Rohr- und Bodensteifigkeit werden durch die Federkonstante und die Bettungsmoduli beiderseits des Rohres ideal ersetzt.
- Der Boden oberhalb der Rohrscheitelebene ist als schubsteifer Balken (nur Schubkraftübertragung) angenommen, unterhalb der Rohrscheitelebene findet keine Schubkraftübertragung statt.
- Das horizontale Bettungsmodul des Bodens seitlich des Rohres ist weniger als das vertikale (um etwa 40 %), je nach dem Grabenbreite-Rohrdurchmesser-Verhältnis.
- Die Systemsteifigkeit V_{RB} (Verhältnis der Rohrsteifigkeit zur horizontalen Bettungssteifigkeit des Bodens S_R/S_{BH}) entspricht dem Rohrverhalten im Vergleich zum Boden. Wenn V_{RB} größer als 0,1 ist, verhält sich das Rohr als biegesteifes Rohr und der horizontale Bettungsreaktionsdruck des Bodens (q_h^*) wird in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt. Im Gegensatz dazu verhält er sich als biegeweichs Rohr.
- Die Größe des horizontalen Bettungsreaktionsdruckes wird durch das Steifigkeitsverhältnis V_v - Verhältnis von vertikaler Verformung des Bodenkörpers zum Rohr infolge horizontaler und vertikaler Belastung, $f(S_h/S_{hv})$ - bezüglich der vertikalen Verformung des Systems berechnet.
- Der Konzentrationsfaktor λ_R ist vom Steifigkeitsverhältnis V_v , von dem Grenzwert $\max \lambda$ (wenn $V_v = \alpha$), λ_0 (wenn $V_v = 0$) sowie von der wirksamen relativen Ausladung a und vom Seiten-druckbeiwert K_2 .

- Der Konzentrationsfaktor λ_R verläuft mit der Hyperbelfunktion von $\max \lambda$ und λ_0 . Er liegt für $a' = 1$, $K_2 = 0,3$ zwischen 0,5 (für $V_s = 0,1$) und 1,08 (für $V_s = 1,0$) bis zu 1,5 und 2,0 (für $V_s = 100$).

Die vertikal wirkende Erdlast läßt sich daraus für Rohrleitungen im Graben jedoch mit dem Konzentrationsfaktor angeben.

$$P_E = \lambda_{RG} (\gamma_1 h \chi + p_0 \chi_0) \quad (5.11)$$

Die horizontale Erdlast ist

$$q_h = \lambda_{RG} (\gamma_1 h \chi + p_0 \chi_0) K_2 + 0,5 \gamma_2 d_a K_2 \quad (5.12)$$

5.1.1.3 Die Belastungen auf das Rohr inklusive Verkehrslasten

Außer der Erdlast haben die Verkehrslasten einen wichtigen maßgeblichen Anteil an der Belastung des Rohrumfanges, insbesondere bei geringer Überdeckungshöhe. Die Lastgrößen infolge der Verkehrslasten können aus den Westergaad- oder Boussinsg-Spannungsgleichungen oder Näherungsgleichungen berechnet werden sowie aus den angegebenen Verkehrslastkurven oder -gleichungen nach den Richtlinien, z.B. Straßenverkehrslasten nach DIN 1072, Eisenbahnverkehrslasten nach DS 804 unmittelbar entnommen werden. Darüberhinaus wird der Stoßbeiwert je nach den Verkehrsarten - klassen, dem Rohrdurchmesser und der Tiefe durch die Multiplikation der Lastgleichungen berücksichtigt, etwa 1,2 bis 1,5 für $h = 2,50$ m.

Wegen der kurzzeitigen Auswirkungen und der nicht durchgehenden Bodendeformation werden die Verkehrslasten ohne Berücksichtigung des Konzentrationsfaktors in der Berechnung angesetzt.

Außerdem werden die horizontalen Spannungen im Boden infolge der Verkehrslasten in der Regel nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 auch nicht berücksichtigt.

Deshalb werden die vertikale und horizontale Gesamtbelastung des Rohres q_v , q_h infolge der Erd- und Verkehrslasten (P_E , P_V) wie folgt umgeschrieben:

$$q_v = \lambda_{RG}(\gamma_1 h \kappa + p_o \kappa_o) + p_v \quad (5.13)$$

$$q_h = \lambda_{RG}(\gamma_1 h \kappa + p_o \kappa_o) K_2 + 0,5 \gamma_2 d_a K_2 \quad (5.14)$$

wobei

q_v, q_h = die vertikale und horizontale Gesamtbelastung

γ_1, γ_2 = die Wichte des Bodens über und neben dem Rohr

h = die Überdeckungshöhe oberhalb der Rohrscheitelebene

d_a = Rohraußendurchmesser

K_2 = der Seitendruckbeiwert des Bodens neben dem Rohr

p_v = die Bodenspannung infolge Verkehrslasten

p_o = die Oberflächenlast

κ, κ_o = der Abminderungsfaktor für eine Grabenlast nach der Silotheorie infolge des Bodengewichts und der Oberflächenlast

$\lambda_{RG}, \lambda_{SG}$ = der Konzentrationsfaktor im Boden über und neben dem Rohr bei Grabenleitungen

Durch die Verformung im Kämpferbereich bei biegeweichen Rohren werden bereits wesentliche horizontale Bettungsreaktionskräfte mit dem Verlauf in Parabelformen geweckt. Die horizontale Gesamtbelastung ist die Summe des Seitenerddruckes (q_h) und des Bettungsreaktionsdruckes (q_h^*), dabei die Größe durch die ideale, radiale Rohrverformung definiert wird. Bild 5.4 verdeutlicht die

Lastverteilung auf dem Rohr hinsichtlich des entsprechenden Berechnungsverfahrens in dieser Arbeit.

Darüberhinaus werden χ_A, χ_{A0} in den Gleichungen (5.13), (5.14) im Graben mit dem Böschungswinkel β , von horizontaler Ebene in Grad abgemessen, in Rechnung gestellt. Sie liegen zwischen dem Wert von 1,0 ($\beta = 0^\circ$ oder Dammleitungen) und χ, χ_0 ($\beta = 90^\circ$, parallelwandiger Graben) mit normal linearer Interpolation, d. h.

$$\beta = 1 - \frac{\beta}{90} + \frac{\beta}{90} \quad (5.16)$$

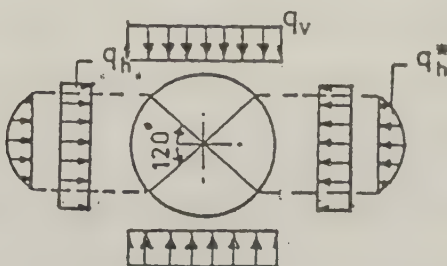


Bild 5.4 Lastverteilung auf dem Rohr

Beim Rohrvortrieb wird die Klappentheorie nach TERZAGHI /10/74/ hinsichtlich des grundlegenden Arbeitsvorganges verwendet und im ATV-Arbeitsblatt A161 /6/ (im Entwurf) in der BRD beschrieben. Im Prinzip ist dieses Berechnungsverfahren mit dem ATV-Arbeitsblatt A127 etwas ähnlich. Die Unterschiede liegen darin, daß an Stelle der Grabenbreite wie bei normaler Rohrverlegung die Breite $b = \sqrt{3} \cdot d$, (infolge des Grundbruches mit dem Winkel 60° vom Horizont) und der Wandreibungswinkel an der Gleitfläche als die Hälfte des inneren Reibungswinkels angenommen werden. Außerdem werden die horizontalen Bettungsreaktionskräfte infolge Verkehrslasten bei der Belastungsanordnung zusätzlich in Rechnung gestellt. Dieses Verfahren gilt nur für das statische Rohrbersten

(ohne Vibration) mit bestimmten Rohrwerkstoffen, wie sie beim Rohrvortrieb verwendet werden, d.h. Steinzeug oder Stahlbeton etc. Trotzdem wird das nicht endgültige Berechnungsverfahren des ATV-Arbeitsblattes A161 in dieser Arbeit mit anderen üblichen Berechnungsverfahren zur Veranschaulichung verglichen.

5.1.2 Bodenmechanische Kennwerte in der statischen Berechnung

Bei der Anwendung des statischen Berechnungsverfahrens nach der Richtlinie vom ATV-Arbeitsblatt A127 (1984) ist die Kenntnis vieler bodenmechanischer Kennwerte in verschiedenen Bodenzonen (s. Bild 5.1) sowie der geologischen Verformungsgeschichte insbesondere bei zeitabhängigen Böden unbedingt erforderlich. Die wichtigen bezogenen Bodeneigenschaften werden wie folgt zusammengefaßt:

- Scherparameter (c, φ) sowie Wandreibungswinkel (δ) in Überschüttungszonen
- Verformungsmodul in Leitungszone (E_1, E_2, E_3, E_4)
- Seitendruckbeiwert in Überschüttungs- und Einbettungszone (K_1, K_2)
- Bodenwichte in Überschüttungs- und Einbettungszone (γ_1, γ_2)

Andere benötigte Einflußparameter bei der Berechnung sind Grundwasserspiegel, Grabengeometrie, Effekt von Makrostruktur, Variation der Bodeneigenschaften in der Rohrachsenrichtung. Tatsächlich müssen die exakten bodenmechanischen Parameter durch entweder Feld- oder Laboruntersuchung in Bezug auf die Beschaffenheit des Ortszustandes (in-situ) ermittelt werden. Es ist allerdings aber schwierig, zeit- und kostenaufwendig, insbeson-

dere die Probenentnahme des Sandes in der Überschüttungszone im Vergleich zu den Kosten des Rohrberstens oder der Bauausführung.

Empirische Untersuchungen und/oder typische vorgeschlagene bodenmechanische Kennwerte nach der Richtlinie oder dem Grundbauhandbuch sind vorrangig mit vernünftiger Anpassung heranzuziehen.

Tabelle 5.1 zeigt die Steifenmoduli (E_s) für verschiedene Bodenarten beispielhaft /104/ während die Verformungsmoduli (E_s , Sekantenmodul) nach ATV-Arbeitsblatt A127 in Abhängigkeit von der Bodengruppe (G1 bis G4) und der Proktordichte in Bild 5.5 näherungsweise dargestellt werden.

Tabelle 5.1 Steifemoduln verschiedener Bodenarten /104/

Bodenart	E_s (t/m ²)
Torf	40– 100
Schlick; Klei, org. fett	50– 300
Ton, breiig	100
Ton, leicht knetbar, weich	150– 300
Schlick; Klei, org. mager	200– 500
Ton, schwer knetbar, steif	300– 600
Schluff	300– 800
Lehm, weich; Lößlehm	400– 800
Ton, halbfest	600– 2 000
Lehm; Geschiebemergel, fest	600– 5 000
Ton, hart	800– 5 000
Sand, locker, rund	4 000– 8 000
Sand, locker, eckig	5 000–10 000
Sand, mitteldicht, rund	8 000–16 000
Sand, mitteldicht, eckig	10 000–20 000
Kies, ohne Sand	10 000–20 000
Naturschotter, scharfkantig	15 000–30 000

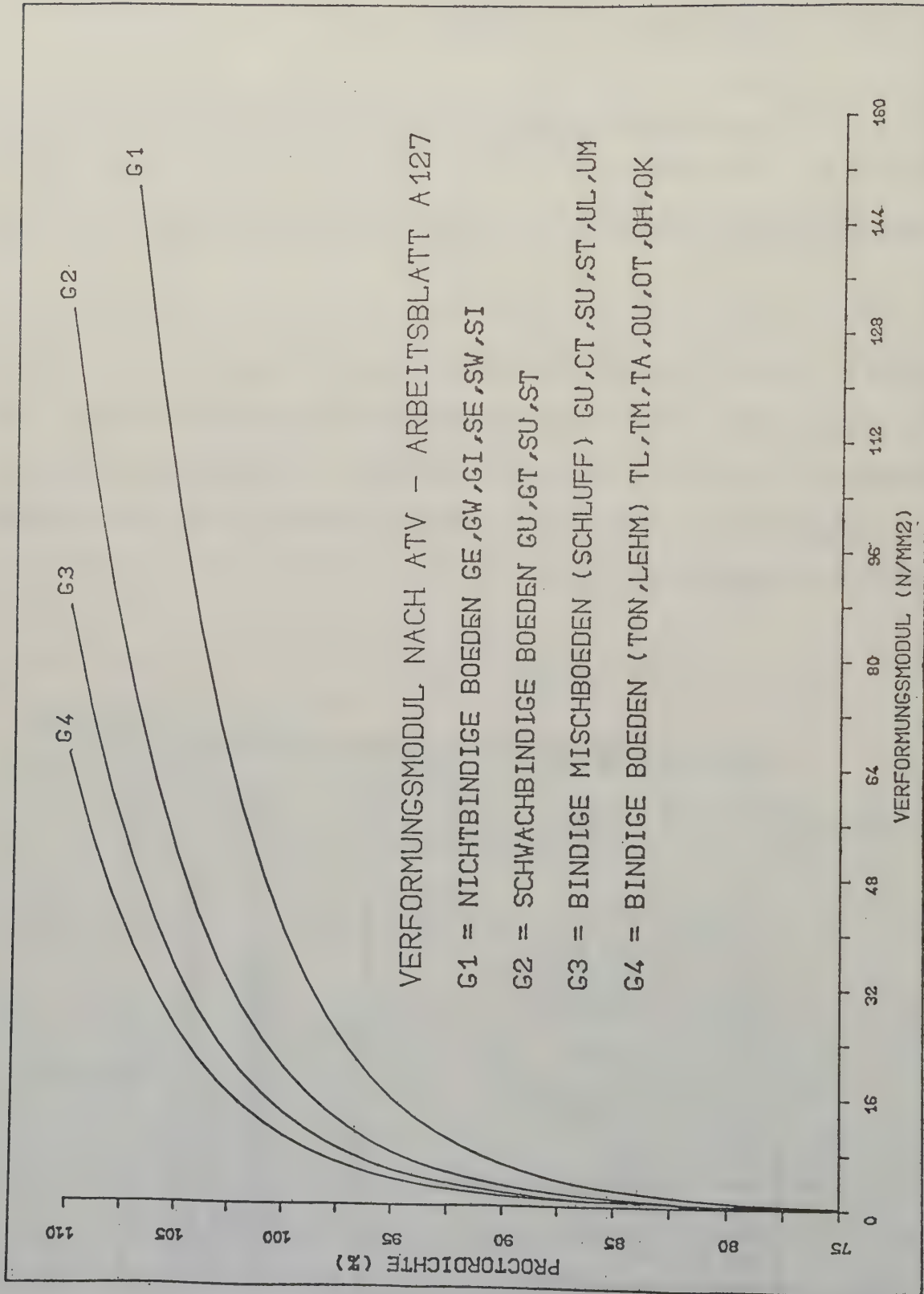


Bild 5.5 Verformungsmoduln in Abhängigkeit von den Proctordichten und den Bodengruppen

5.2 Grundsätzliche Systemberechnung und Belastungsanordnung beim Stabwerksprogramm in der Rohrstatik

Bei statischer Berechnung mit Hilfe des Stabwerksprogrammes wird das Rohr (Kreisringträger) in der Regel durch ein an Knoten hintereinander durch viele gerade Stäbe verbundenes Stabpolygon ersetzt. Jeder Stab kann die Knoten- und Elementbelastungen aufnehmen und die Schnittgrößen werden durch die Knoten (Stabenden) nacheinander in das ganze System übertragen. Schließlich sind die Zustandsgrößen an beliebigen Stellen bekannt und ihre Verläufe werden mit Hilfe einer Grafik-Programmiersprache auf der Basis von GKS (Grafisches Kernsystem) dargestellt.

Nahestehend der Zielsetzung dieser Untersuchung wird das SST-Micro-Stabwerksprogramm, das am Lehrstuhl für Statik und Dynamik des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum erarbeitet wird, mit IBM Personal Computer XT Modell 286 und HP Grafik-Plotter Modell RS-232-C/CCITT V.24 bei der Ingenieurgesellschaft Maidl + Maidl (IMM) benutzt.

Für die anderen bezogenen Berechnungen, d.h. Rohreigenschaften, Kriterien und Verhalten der Bruchkörper, vertikale und horizontale Lastverteilung auf das Rohr usw., wird ein Apollo Computer, Domain System (DSP160), und ein Benson Plotter (Modell 1625-S) am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum angewandt.

5.2.1 Systemberechnung mit dem SST-Micro-Stabwerksprogramm

Bei der Programmanwendung werden die Leistungsfähigkeit und die entsprechende Berechnungskapazität zuerst unmittelbar berücksich-

sichtigt, d.h. Genauigkeit der Eingabeinformationen und Ausgangsergebnisse. Gemäß dem SSt-Micro-Programm erfolgt die Berechnung aller Zustandsgrößen in den SI Einheiten m, kN, kN-m u.ä.) mit bestimmten Stellen der Zahlen, meistens 6 bis 7 Formatstellen.

Bei Rohren spricht man dagegen normalerweise von mm der Längseinheit oder N/mm^2 der Spannung. Deshalb ist das Ähnlichkeitsmodell bei der Berechnung unbedingt erforderlich.

Eine weitere Beschränkung durch das SSt-Micro-Programm ergibt sich durch den Ersatz der Rohrkrümmung durch gerade Stäbe. Deshalb spielt die Anzahl der Stabelemente eine wesentliche Rolle (wie das Ähnlichkeitsmodell) bei der Systemberechnung.

5.2.1.1 Anzahl der Stabelemente im Halbkreis

Um eine befriedigende Rechengenauigkeit zu erreichen und den Einfluß der Rohrkrümmung zu verringern, sollte die Anzahl der Stabelemente groß sein. Üblicherweise wirken sich die Anzahl der Elemente auf die Genauigkeit der Ergebnisse aus und zwar genauer mit zunehmender Elementenanzahl. Um die Grundlage der Balkentheorie einzuhalten, muß die Stablänge im Vergleich zur Stabdicke groß sein oder weniger Stabelemente sind vorzusehen. Bei GFK- und HDPE-Rohren ist die Rohrdicke infolge der Herstellung klein in Relation zum Rohrradius und nur noch der Krümmungseinfluß ist zu berücksichtigen.

Außerdem sind die Randbedingungen an dem First und der Sohle, im Halbkreis, d.h. keine Querkraft mit symmetrischer Geometrie und

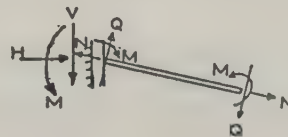
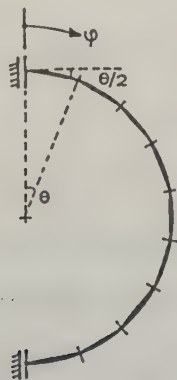
Belastung wie üblich angenommen, auch nachträglich dabei einzuhalten Nach Bild 5.6 ist die Querkraft am Auflager (V, vertikale Reaktion) theoretisch gleich Null. Durch die Stabendgrößen entsteht die Querkraft am Auflager um die Größe

$$V = N \sin 0,5\theta + Q \cos 0,5\theta \quad (5.17)$$

Für $\theta = 20^\circ$, $V = 0,174N + 0,985Q$

$\theta = 10^\circ$, $V = 0,087N + 0,996Q$

Es ist allerdings daran zu denken, daß die Normalkraft bei der Rohrstatik viel größer als die Querkraft ist und in der Rechnung immer erfaßt wird. Um diesen Einfluß zu verringern, ist die Stablänge am Rand kleiner als die anderen oder ist der Winkel θ senkrecht zum Auflager so klein wie möglich.



V,H,M = Auflagerreaktionen
Q,N,M = Stabendkrafte

Bild 5.6 Zerlegung der Stabendkrafte auf die Auflager

Zur Veranschlagung dieser oben angeführten Einflüsse werden die Probemodelle bei dem Steinzeugrohr DN 200 wegen großer Krümmung mit verschiedenen Elementzahlen ausgeführt. In der Tabelle A2 im Anhang werden die Zustandgrößen an dem First, dem Kämpfer und der Sohle in normaler Einheit und normiert auf Modell C dargestellt. Die Abweichungen von Firstdurchbiegung (U_z), Normalkräften (N_z) und Momenten (M_z) sind klein oder weniger als 5%. Dies gilt nicht

für das Moment am First. Dagegen erscheint eine große Abweichung von Querkraften über den ganzen Halbkreis. Hinsichtlich der Kraftgröße ist die Querkraft an beliebigen Stellen jedoch viel kleiner als die Normalkraft (5 bis 10-fach) und spielt eine geringere Rolle in der Berechnung.

So ist das Halbkreismodell des Stabwerkes mit 10 Elementen (Modell C) in dieser Arbeit die Grundlage der Systemberechnung, wobei die Elemente an den Rändern etwa halb so groß wie die anderen sind (s. Bild 5.8). Das Verhältnis der Stablänge zur Stabdicke liegt über 2 bis zu 4, oder mehr bei GFK-Rohren.

5.2.1.2 Ähnlichkeitsmodell in der statischen Berechnung der Rohre

Da das Rohr im allgemeinen einen kleinen Durchmesser hat, tritt ein Fehler bei der Zahlenabrundung wegen der zur Verfügung stehenden Rechenkapazität auf. Das Rohr wird daher mit dem Konzept des Ähnlichkeitsmodells vergrößert. Die Versuchsmodelle mit nur variierten Längenverhältnissen L_r (Prototyp/Modell, L_P/L_M) werden ausgeführt, während andere Faktoren konstant gehalten werden.

Die Versuchsergebnisse werden in Tabelle A3 im Anhang zusammengefaßt und auch in Bild 5.7 zur Veranschaulichung dargestellt. Daraus ergibt sich das Längenverhältnis mit ausreichender Genauigkeit von 1 : 100.

Für die weitere Berechnung werden das Kraftverhältnis und das entsprechende Elastizitätsmodulverhältnis von 1 : 1000 und 1 : 10 mit befriedigender Genauigkeit gewählt.

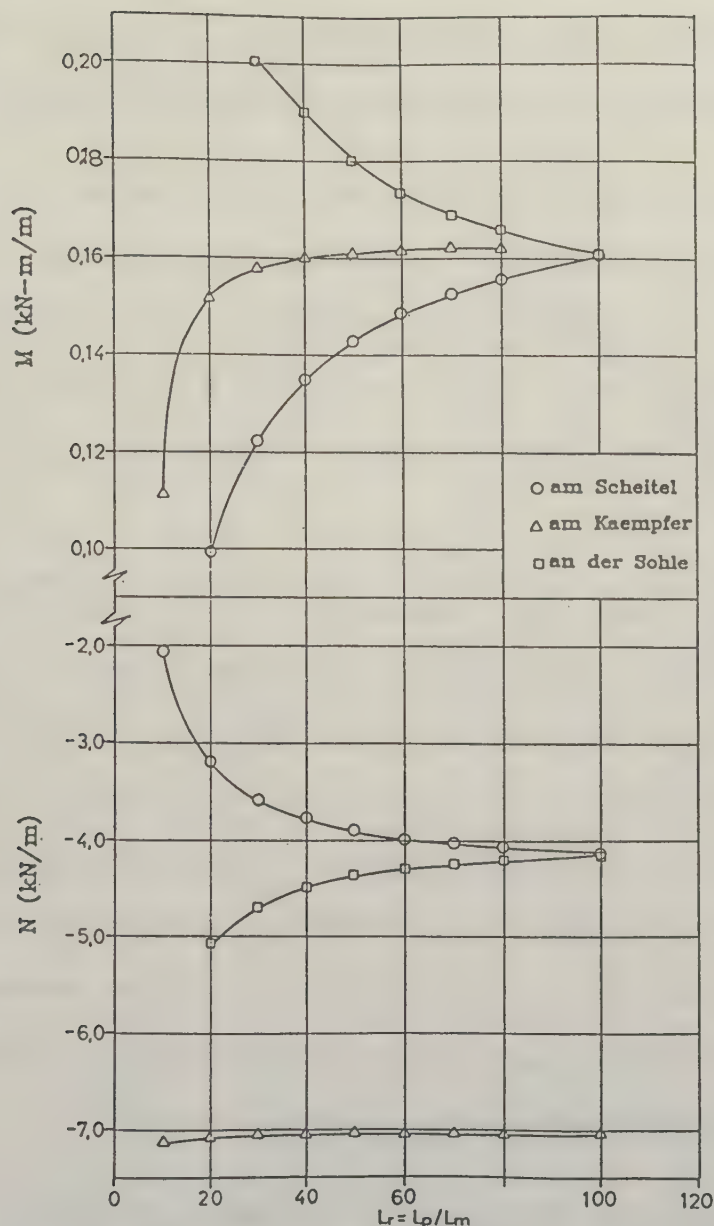


Bild 5.7 Aehnlichkeitsmodell mit den Rohren beim Stabwerksprogramm

5.2.2 Belastungsnäherung und -anordnung der in der Rohrstatik angewandten Rechenmodelle

In Anlehnung an die Anwendung des Stabwerksprogrammes beim Rohrbersten werden die vertikale und horizontale Belastung mittels der Silotheorie und des Berechnungsverfahrens vom ATV-Arbeitsblatt A127 unter einigen Annahmen und Voraussetzungen be-

stimmt. Die Belastungen werden zum Teil von dem Berstkörper aufgenommen und weiter auf das Einsatzrohr übertragen.

Das Einsatzrohr wird jetzt entweder vom Boden als verteilte Lasten oder von den Berstkörpern als Punktlasten (Einzellast) beansprucht. Diese Lasten sind mit Hilfe der Gleichungen (4.17) und (4.18) nach der Kontinuumstheorie in einen über den Umfang des Einsatzrohres radialen und einen tangentialen Teil aufzuspalten.

Mit Berücksichtigung der Bodenarten bei der Bauausführung (meistens verdichtungsfähige Böden wie Sand oder Sand-Kies-Gemische) und des reibungsfreien Gleitens zwischen dem Einsatzrohr und dem Bruchkörper oder dem Boden sind die Tangentiallasten an der Rohraußenseite vernachlässigbar. Durch Einsatz von geraden Stäben entlang dem Rohrumfang wird der verbleibende Radiallastanteil zweckmäßigerweise noch weiter in eine senkrechte (wie Trapezlast) und eine tangentiale (Tangentiallast) Komponente auf jedes Element gelegt.

Dazu ist ein zusätzliches Computerprogramm für die Elementbelastung unbedingt nötig, um die Lastgröße und -position auf jedes Stabelement umzurechnen.

Zur vereinfachten Verdeutlichung der Elementbelastung dient Bild 5.8 als die Grundlage der Belastungsanordnung im Halbkreisprofil. Auf jeden Fall (mit oder ohne den Bettungsreaktionsdruck, q_b^*) ist die Elementbelastung senkrecht zur Elementachse näherungsweise als Trapezverteilung auf beiderseits eingespannten Stabenden angenommen. Da die belasteten Flächen vornehmlich von der

trigonometrischen Funktionen an die im Stabwerksprogramm zur Verfügung stehenden Lastarten angepaßt werden muß, aber nicht hier dargestellt ist.

5.3 Modellvorstellung und -numerierung in der Modellanordnung

Die in dieser Arbeit realisierte grundsätzliche Versuchsmodellvorstellung wird durch die Zielsetzungen, die in unterschiedliche Richtungen darzustellen sind, vorwiegend angezeigt. Im folgenden werden insgesamt 7 Modellserien mit einigen Annahmen und Voraussetzungen nach den angewandten Berechnungsverfahren erläutert, indem drei wichtige Kategorien entsprechend den Berechnungsmodellen zweckmäßig erfaßt werden können, d. h. Rohrbersten (I), Belastung auf das Rohr ohne (II und VII) und mit (III bis VI) Bruchkörper.

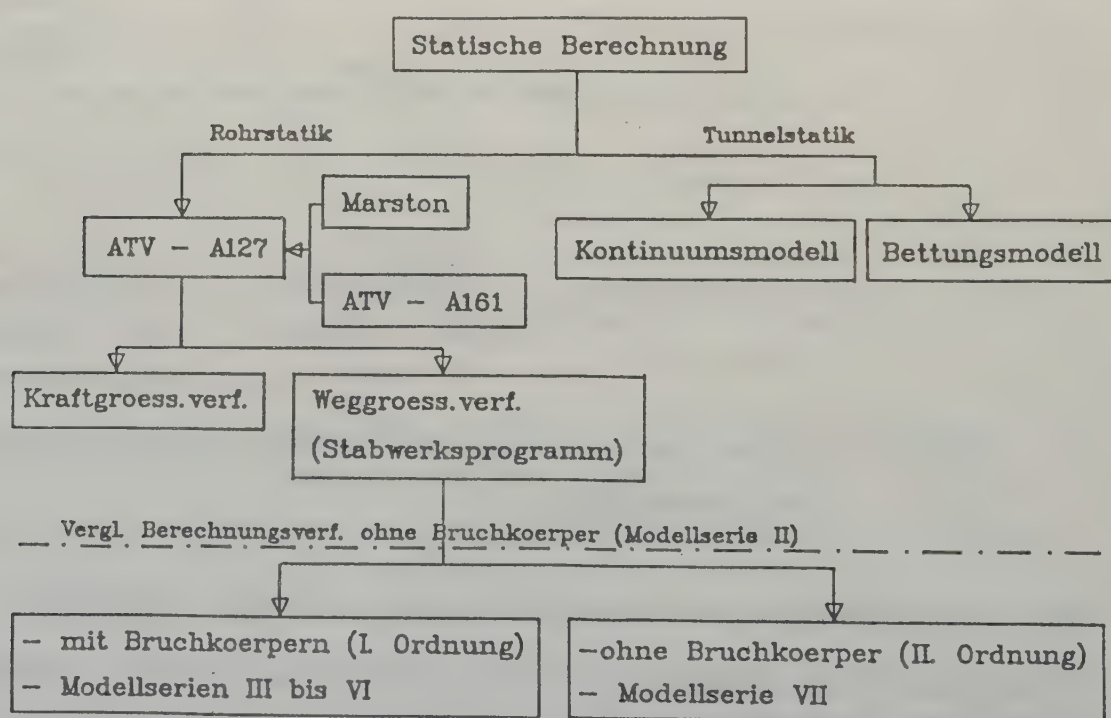


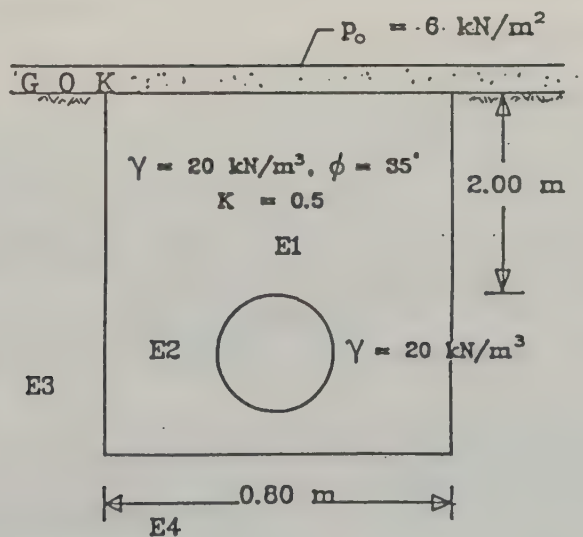
Bild 5.9 Flussdiagramm der Berechnungsdurchfuehrung in der Modellanordnung

Zur Vereinfachung der Darstellung der Modellanordnung in dieser Arbeit dient Bild 5.9.

Darüberhinaus werden hier auch die Haupteinflußparameter als grundsätzliche Varianten gemäß der Ziele der Untersuchung nochmals zusammengefaßt:

- (a) Rohrwerkstoffe (biegesteif und biegeweich)
- (b) Größe oder Nennweite der Rohre
- (c) Formen der Berstkörper
- (d) Zusammenhang zwischen (a) und (b)
- (e) Gültigkeit und Genauigkeit der angewandten Berechnungsverfahren.

Falls in dieser Arbeit nicht anders bestimmt, gelten die im Bild 5.10 dargestellten Einbaubedingungen bei der Rohrverlegung als Grundlage für das maßgebende Belastungsmodell.



Bodenarten: $E1 = E2 = 6.11 \text{ N/mm}^2$ (Gruppe 2)

$E3 = E4 = 13.35 \text{ N/mm}^2$ (Gruppe 3)

Verkehrslasten: SLW 60 nach DIN 1072 mit dem

Stossbeiwert = 1,2 nach DIN 4033

Bild 5.10 Das Massgebende Rechenmodell

5.3.1 Rohrbersten (Modellserie I)

Das Berstverfahren bei vollständigen Rohren wird entsprechend dem oben angeführten Anwendungsbereich simuliert. Steinzeug- und unbewehrte Betonrohre DN 200 bis 400 sind hinsichtlich der tatsächlichen Zustände der Kanalisation die zu erneuernden Rohre beim Bersten /44/. Die Rohre werden vollständig gebettet und das Stabwerksprogramm wird hier verwendet.

Zielsetzungen:

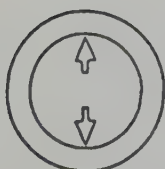
- die Zustandsgrößen und ihre Verläufe erfassen
- die Größen der Bruchkörper ermitteln

Varianten:

- die Berstkörper ohne und mit Vorbrechrippen, 2 bis 6 Rippen, dienen als Berstmodelle
- Rohrnennweite von DN 200 bis DN 400

Annahmen und Voraussetzungen:

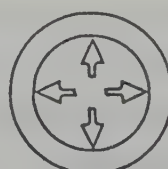
- Gültigkeit der Bettungsmodultheorie
- das Rohr wird nur in der radialen Richtung gebettet.
- der hydraulische Druck von 500 kN/m^2 wird für alle Modelle des Berstkörpers beim Rohrbersten angesetzt
- durch Ausweitung des Berstkörpers entsteht die Kraft nur in radialer Richtung
- das Bettungsmodul $k_r = 0,75 E_k / r$



KS2200
2 Rippen



KS3200
3 Rippen



KS4200
4 Rippen



KS5200
5 Rippen



KS6200
6 Rippen

Modellnumerierung:

- Tabelle A4 (alle im folgenden Text erwähnten Tabellen sind erhältlich am Lehrstuhl für Bauverfahrenstechnik und Baubetrieb, o. Prof. Dr.-Ing. B. Maidl)
- Modell KS2200 dient als ein Beispiel, worin KS2 Berstkörper mit 2 Vorbrechrippen bei Steinzeugrohren (KS) und 200 (die letzten 3 Ziffern) die Nennweite des Rohres bedeuten.

5.3.2 Vergleich der Rohrbelastungen in der Tunnel- und Rohrstatik mit dem Stabwerksprogramm (Modellserie II)

In dieser Serie werden die Größe und die Aufteilung der Belastung nach dem Berechnungsverfahren des ATV-Arbeitsblatt A127 erfaßt, die mittels des Stabwerksprogrammes zur Ermittlung der Zustandsgrößen heranzuziehen sind. Andere Berechnungsverfahren in Kapitel 4.2 für die Tunnel- und Rohrstatik sind auch hier zum Vergleich anzuwenden.

Zielsetzungen:

- die herausgerechneten Schnittgrößen aus verschiedenen Berechnungsverfahren vergleichen
- die maximalen Zustandsgrößen und ihre Verläufe mittels des Stabwerksprogrammes bestimmen.

Varianten:

- Berechnungsmodell nach der Kontinuums-, Bettungsmodultheorie, dem Stabwerksprogramm etc.
- Rohrnennweite von DN 200 bis DN 400

Annahmen und Voraussetzungen:

- Gültigkeit der Silotheorie sowie des Berechnungsverfahrens nach ATV-Arbeitsblatt A127

- Bei der Kontinuums- und der Bettungsmodultheorie verschwindet der tangentielle Lastanteil
- Kies-Sand-Auflager mit sehr guter Verdichtung, um den Auflagerwinkel von 180° erreichen zu können

Modellnumerierung:

- Tabellen A6 und A7
- Hierzu dient Modell OKS200 als ein Beispiel, worin OKS Steinzeugrohr bei normaler Belastung (s. Bild 5.10) ohne Bruchkörper und 200 die Nennweite des Rohres bedeuten.

5.3.3 Vergleich der Rohrbelastung mit den Bruchkörpern

(Modellserien III bis VI)

Modellserie III

Da das Berstverfahren in der heutigen Zeit eine junge Entwicklung der Rohrerneuerung ist und der Bruchmechanismus, das Boden- und Bruchkörperverhalten während des Berstens auch noch nicht bekannt sind, werden zahlreiche Modelle der verschiedenen Bruchkörpergrößen und -aufteilungen hinsichtlich der zur Verfügung stehenden Erfassungen idealisiert vorgestellt. Als die Bruchkörper und der Einsatzrohr kommt nur das Steinzeugrohr zur Anwendung und die Versuchsmodelle stehen in Zusammenhang zueinander über die Bruchwahrscheinlichkeit im Kapitel 3.

Zielsetzungen:

- den Unterschied der Schnittgrößen bei verschiedenen Bruchkörperverteilungen erfassen
- den un- und günstigen Zustand der Bruchkörperverteilung ermitteln

- den Einfluß von Rohreinsätzen mit gleichen und eine Stufe größerer Nennweite untersuchen, z.B. die alte Leitung mit DN 200 wird durch die neue mit DN 200 und DN 250 ersetzt

Varianten:

- 28 verschiedene Versuchsmodelle mit unterschiedlichen Bruchkörpergrößen und -verteilungen
- Nennweite der beiden Bruchkörper und Einsatzrohre mit gleicher und eine Stufe größerer Nennweite

Annahmen und Voraussetzungen:

- Die Silotheorie sowie das Berechnungsverfahren nach ATV-Arbeitsblatt A127 sind unbedingt gültig
- Der Einfluß der Bruchkörper auf die Systemverformbarkeit ist vernachlässigbar klein, so daß die Einsatzrohre mit gleichen Nennweiten die gleichen Verformungen und auch Belastungen haben
- Beim Rohrbersten wird der Boden in Störungszonen stark verdichtet, so daß das Kies-Sand-Auflager mit Winkel 180° angenommen werden kann (s. Kapitel 2.2)
- Die Bodenverformung und die Verdichtungszone sowie die Änderung der Bodeneigenschaften werden hier nicht berücksichtigt und vernachlässigt

Modellnumerierung:

- Tabellen A8 und A9 und Bild B1
- Die Modellnummer enthält normalerweise 6 Nummern
- Aus Tabelle A8 dient Modell B1S110 als ein Beispiel, darin B1S110 die Modellnummer in Bild A1 (B1 = Berstkörper 1,

RS1 = Schadensfall 1) bedeutet und der

Aufrufnummer 11100- in Tabelle A8 entspricht

- Die letzte Nummer von insgesamt 6 Nummern in Tabelle A9 bezeichnet die Nennweite im Einsatzbereich, d.h. gerade Nummern bedeutet gleiche Nennweite beim Rohreinsetzen
- Bei Rechenmodellen mit 9 am Anfang sind die Bruchkörperanordnungen in den ungünstigen Positionen vorzunehmen

Modellserie IV

In dieser Modellserie sind Rohre aus Steinzeug und Beton die Bruchkörperrohre (die alte Leitung), also biegeeweiche Rohre, wie HDPE- und GFK-Rohre sowie biegesteife Rohre aus Steinzeug oder Beton werden unter gleichen Bedingungen hineingezogen. Die Bruchkörpergröße mit $\alpha = 110^\circ$ und $\alpha = 180^\circ$ (ähnlich Modell BKRS32 in Bild A1) gilt für Scherbenbildung auf das Einsatzrohr.

Zielsetzungen:

- den Unterschied der Zustandsgrößen mit unterschiedlichen Materialien von Einsatzrohren (biegesteife und biegeeweiche Rohre) ermitteln in den Steinzeug- und Betonbruchkörpern (biegesteife Rohre)

Varianten:

- Biegesteife (STZ, Beton) und biegeeweiche (HDPE, GFK) Rohre in den Steinzeug- und Betonbruchkörpern

Annahmen und Voraussetzungen:

- Wie in Modellserie III
- Das biegeeweiche Einsatzrohr verformt sich innerhalb der Krümmung der biegesteifen Bruchkörper und kein Bodenreaktions-

druck (q_h^*) wird durch die Ulmenverschiebung geweckt

- Rohre mit und ohne Bruchkörper besitzen die gleichen Belastungen unter ähnlichen Bedingungen
- Die Verschiebungen der Laststellen infolge Rohrverformung sind vernachlässigbar klein

Modellnumerierung:

- Tabelle A11
- Dazu dient Modell 4SUB17 als ein Beispiel, worin 4SUB Betonrohr im Steinzeugbruchkörper in Modellserie IV bedeutet

Modellsuchsserie V

Diese Modellserie ist etwas ähnlich der IV. Der Unterschied besteht darin, daß die Zustandsgrößen bei biegeweichen und biegesteifen Rohren genauer und eingehender zu untersuchen sind, insbesondere mit den ungünstigen Positionen der Bruchkörperanordnung. So werden die Bruchkörper aus Steinzeug und die Einsatzrohre aus Steinzeug und HDPE in diesem Fall gewählt.

Zielsetzungen:

- den Unterschied der Zustandsgrößen bei biegesteifen und biegeweichen Rohren in ungünstigen Zuständen ermitteln

Varianten:

- Einsatzrohre (Steinzeug und HDPE) mit Nennweite von DN 200 bis DN 400
- 3 Modelle der Bruchkörperanordnung (BKRS32, B2S311 und B3S311 nach Bild A1)

Annahmen und Voraussetzungen:

- Wie in Modellserie IV

Modellnumerierung:

- Tabelle A13
- Dazu dient Modell 5H2326 als ein Beispiel, worin 5H23
HDPE-Einsatzrohre bei Modell B2S311 in Modellserie V bedeutet

Modellserie VI

Aus der Annahme der Gültigkeit der Silotheorie und des Berechnungsverfahrens nach ATV-Arbeitsblatt A127 ergeben sich unterschiedliche Lastgrößen in Abhängigkeit der Verformbarkeit des Rohres (s. Tabelle A13). Die ideellen Situationen werden hier in dieser Serie unabhängig von der Silotheorie vorgestellt, um die gleichen Lastgrößen (q_v) für alle Rohrarten und Nennweiten anzunehmen.

Zielsetzungen:

- den Unterschied der Zustandsgrößen aller Rohrwerkstoffe im ideellen Belastungszustand mit gleichen Lastgrößen ermitteln

Varianten:

- Rohrwerkstoffe und Nennweite von DN 200 bis DN 400

Annahmen und Voraussetzungen:

- Wie in Modellserien III und IV, aber ohne die erste Annahme in Modellserie III
- Alle Rohrarten und -größen haben gleiche Lastgrößen

Modellnumerierung:

- Tabelle A15 und die Modellbeschreibung ist so wie

in Modellserie IV

5.3.4 Vergleich der Schnittgrößen biegeweicher Rohre nach der Theorie I. und II. Ordnung (Modellserie VII)

Zielsetzungen:

- die Zustandsgrößen infolge Berechnungsmodell nach der Theorie I. und II. Ordnung bei biegeweichen Rohren in normaler Rohrverlegung ohne die Bruchkörper vergleichen
- die Zustandgrößen biegeweicher Rohre mit den Bruchkörpern in Modellserie IV und V weiter nähern zu können

Varianten:

- Biegeweiche Rohre (HDPE, GFK) mit Nennweiten von DN 200 bis DN 400

Annahmen und Voraussetzungen:

- Wie in Modellserie II
- Gültigkeit der Theorie II. Ordnung

Modellnumerierung:

- Tabelle A17
- Zur vereinfachten Darstellung werden die Berechnungsergebnisse aus beiden Theorien mit gleichen Bedingungen zusammengefaßt. Dann bezeichnet ESH200 die Ergebnisse nach der Theorie I. Ordnung beim HDPE-Rohr mit DN 200.

6. Auswertung und Diskussion der Berechnungsergebnisse

6.1 Vorbemerkungen

Für die statische Berechnung der Belastung auf das Rohr beim Bersten ist es erforderlich, die Berechnungsmodelle samt den Modellen des Rohrberstens anhand zweckmäßig zur Verfügung stehender Erkenntnisse und Leistungsfähigkeiten anzuwenden. Hinsichtlich der bisher theoretisch idealisierten Berechnungsverfahren werden viele Berechnungssysteme im ebenen Problem unter Erhaltung der Annahmen und der getroffenen Voraussetzungen aufgestellt. Am wichtigsten ist die Anwendung der vernünftigen theoretischen Grundlagen im praktischen Bauverfahren.

Da es sich um zuviel Zahlen und zahlreiche Bilder handelt, werden die Zahlenwerte in Form der Tabelle und Kurventafeln oder Diagramme im Anhang in Zusammensetzung mit den Berechnungssystemen zusammengefaßt.

6.2 Rohreigenschaften

Der Einfluß der Rohrkrümmung auf die physikalischen Eigenschaften wurde in Kapitel 4.1 eingehend dargestellt. Zusätzlich ist hier zu bemerken, daß die Rohre nach den vielen unterschiedlichen Anwendungszwecken hergestellt werden und in dieser Arbeit teilweise als Berechnungsbeispiele entnommen werden.

Das Widerstandsmoment der Rohre wird, falls nicht anders genannt, nach den genauen mathematischen Lösungen von TIMOSCHENKO und YOUNG /92/ berechnet (s. auch Tabelle A1 und Bild 4.2). Die

Rohrdimensionen aller Werkstoffe werden zur einfachen und deutlichen Berechnung nach DIN-Norm angenommen.

6.3 Rohrbersten

6.3.1 Rohrbersten in bereits zerstörten Rohren

In diesem Fall werden die Bruchkörper der zerstörten Rohre weiter verschoben, wenn der anstehende Boden noch weich oder locker ist. Die Vorbrechrippen der Berstkörper spielen eine geringere oder keine Rolle, so daß zwei Auflagerbedingungen als Einfeld- und Kragbogen, d. h. Einfeldbogen mit und ohne Kragarm, grundsätzlich vorgenommen werden können.

Falls der Boden ausreichend verdichtet ist (s. die erforderliche Bodenspannung in den Bildern A12 bis A17), entsteht der Biegeriß an der Stelle des maximalen Moments mit minimalem Sicherheitsbeiwert.

6.3.1.1 Biegebruch am Bruchkörper während des Berstens

Aus den Bildern A2 bis A17 im Anhang sowie dem Kapitel 3.2 ergeben sich die erforderlichen gleichmäßig verteilten Bodenspannungen für Steinzeug- und Betonrohre, um den Verlauf der Biegerisse (Innen- oder Außenseite) in Abhängigkeit von den Auflagenbedingungen bestimmen zu können. Die erforderliche Bodenspannung für den Bruchkörper aus Beton ist etwas kleiner als die aus Steinzeug wegen dessen Biegezugfestigkeit (s. Tabelle 3.1).

Beim Einsetzen mit verschiedenen Rohrwerkstoffen (Steinzeug, HDPE, Beton oder GFK) ergibt sich kein wesentlicher Unterschied.

Die Größe der Bruchkörper (der kritische Zentriwinkel) entsprechendes Einfeld- und Kragbogens sind jeweils etwa 45° - 50° und 7° - 8° für alle Einsatzmöglichkeiten.

Beim Einfeldbogen beträgt die erforderliche Bodenspannung zur Biegerißbildung entsprechend dem kritischen Zentriwinkel für Steinzeug- und Betonbruchkörper etwa um jeweils $0,8 - 1,3$ und $0,7 - 0,9 \text{ N/mm}^2$, während beim Kragbogen um nur $0,5 - 0,6 \text{ N/mm}^2$ und $0,3 - 0,6 \text{ N/mm}^2$.

Beim Einsetzen mit größeren Nennweiten ist die erforderliche Bodenspannung kleiner als die mit gleichen Nennweiten, d.h. die Bruchkörper im ersten Fall sind einfacher zu zerstören. Die kritische Nennweite in diesem Fall liegt bei DN 400.

6.3.1.2 Verschiebung der Bruchkörper während des Berstens

Die in den Bildern A18 bis A25 dargestellten Diagramme verdeutlichen den Einfluß der Größe der Einsatzrohre auf die Ausweitung der Bruchkörper. Die obere Gruppe der Kurven (gerade Nummern) repräsentiert das Einsetzen der Rohre mit größeren Nennweiten und zwar umso deutlicher bei den Einsatzrohren aus Steinzeug und GFK. Je größer die Bruchkörpergröße (der Zentriwinkel, $\Delta\alpha$) ist, desto geringer ist die Differenz der Bruchkörperverschiebung.

Die Differenz in Prozent liegt beim Einsetzen mit biegesteifen Rohren, für die Bruchkörpergröße von 90° bis 180° , zwischen 120 % und 60 %, aber beim Einsetzen mit biegeweichen Rohren etwa zweimal mehr, d.h. zwischen 250 % und 100 %.

Der Grund dafür ist der geringere Außendurchmesser der biegeweichen Rohre, welcher aus Tabelle 2.1 in Gleichung 3.1 eingeführt wird. Dabei ist die Verschiebung der Bruchkörper immer kleiner als bei biegesteifen Rohren, aber die Differenz der Außendurchmesser in einer Reihe für alle Rohre ist ziemlich die Gleiche. Bei Umrechnung in Prozent ist die Differenz bei biegeweichen Rohren größer.

Die Verschiebung der Bruchkörper durch das Einsetzen mit biegesteifen Rohren ist stets größer als durch den mit biegeweichen Rohren. Sie liegt bei etwa 30 % bis 70 %.

Hier zeigt sich auch, daß die Verschiebung beim Einsetzen mit GFK-Rohren die geringste ist.

6.3.1.3 Hohlraumgröße zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr während des Berstens

Der Abstand zwischen der Außenseite des Einsatzrohres und der Innenseite der Bruchkörper ist als Hohlraumgröße gekennzeichnet und als δ in der Gleichung 3.3 bezeichnet. Die in den Bildern A26 bis A33 dargestellten Hohlraumgrößen steigen mit zunehmender Größe der Bruchkörper. Ein starker Ausstieg ist mit dem Zentriwinkel größer als 115° oder 120° zu verzeichnen. Der Vergleich zeigt den wesentlichen Einfluß von Werkstoffen der Einsatzrohre, aber keinen von den Bruchkörpern.

Das bedeutet, daß der Außendurchmesser des Einsatzrohres eine größere Rolle spielt, während die Hohlraumgröße bei den Bruchkörpern aus Steinzeug- oder Betonrohren einen geringeren

Unterschied gibt, etwa 1% bis 4% bei biegesteifen Einsatzrohren und 3% bis 8% bei biegeweichen.

Dabei ist die größere Hohlraumgröße für die Bruchkörper aus Beton hier feststellbar.

Beim Einsetzen mit größeren Rohrnennweiten werden die größeren Hohlräume bei biegesteifen Einsatzrohren für 90° bis 180° Bruchkörpergröße um 180% - 30% und bei biegeweichen um 180% - 50%, dem etwa Zweifachen.

6.3.1.4 Hohlraumfläche zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr während des Berstens

Zur Verdeutlichung des Einflusses des Hohlraumes beim Rohrberstens wird das Volumen pro Längeneinheit oder die Fläche des Hohlraumes nachträglich ermittelt, da sie eine wesentliche Rolle wie die folgende Bodensetzung beim weiteren Biegebruch durch die Belastung spielt.

Die Bruchkörper aus Steinzeug oder Beton sind auf die Hohlraumfläche von einer geringen Bedeutung. Beim Einsetzen mit Steinzeug- oder betonrohren erhöht sich die Hohlraumfläche für die Bruchkörpergröße zwischen 90° und 180° um 60% - 25% mehr als bei dem mit HDPE- oder GFK-Rohren. Dabei ist hier zu berücksichtigen, daß die Hohlraumfläche im Grunde genommen mit zunehmendem Außendurchmesser des Einsatzrohres steigt, und beim GFK-Einsatzrohr den geringsten Wert gibt. Beim Einsetzen mit größerer Rohrnennweite hat die Hohlraumfläche mit biegesteifen Rohren für 90° bis 180° Bruchkörpergröße um 110% - 40% zugenommen. Bei biege-

weichen Rohren ergibt sich der doppelte Wert, d.h. 200% - 60%.

Die in den Bildern A34 bis A41 dargestellten Diagramme zeigen, daß die Hohlraumgröße mit zunehmender Bruchkörpergröße steigt, insbesondere mit dem Winkel über 40°.

Ein Zahlenbeispiel dafür ist das Einsetzen in Steinzeugbruchkörper DN 200 mit Steinzeugrohren DN 200, wobei bei der Bruchkörpergröße von 180° die Hohlraumfläche um 16,3 % von der Gesamtfläche der alten Leitung beträgt. Und zwar beim DN 250 Steinzeugeinsatzrohr liegt sie um 31 % oder doppelt so hoch wie beim Einsetzen mit gleicher Rohrnennweite.

In diesem Hohlraumbereich ist es wegen größerer Fläche unmittelbar erforderlich, die Poren mit Hilfe der technischen Baumaßnahmen, wie Poreninjektion, zu verfüllen oder die Bruchkörpergröße mit Hilfe des Berstverfahrens zu verkleinern.

6.3.1.5 Elastische Durchbiegung der Bruchkörper

Als Bogentragwerke wird der Bruchkörper durch äußeren Bodendruck während des Rohrberstens belastet. Die maximale radiale Durchbiegung des Bruchkörpers befindet sich an der Mitte des Bogenträgers, wobei die elastische Größe mit Hilfe des von Herrn GEISLER von der Ingenieurgesellschaft Maidl und Maidl entwickelten Ringprogrammes berechnet und in der Tabelle A18 zusammengefaßt wird.

Die elastische Radialdurchbiegung ist klein im Vergleich zu ihrer Verschiebung und beim Bruchzustand ergeben sich um 1,5 und 0,7 mm für jeweils Steinzeug- und Betonrohre mit DN 400, $\Delta\alpha = 90^\circ$.

6.3.2 Rohrbersten in vollständigen Rohren (Modellserie I)

Unter Betrachtung der Modellvorstellung in Modellserie I in Zusammenhang mit Bild 2.7 werden die Berechnungsergebnisse in den Tabellen A4 und A19 zusammengefaßt und in den Bildern 6.1 und 6.2 dargestellt. Im Prinzip spielt die Anzahl der Vorbrechrippen des Berstkörpers beim Bersten in diesem Fall eine größere Rolle und beeinflußt die Größe und die Verteilung der Rohrscherben (Bruchkörper) sehr günstig.

6.3.2.1 Normalkraft am Rohrumfang

Beim Rohrbersten entsteht nur die Normalzugkraft (positives Vorzeichen) über das ganze Rohrprofil und ihr Verlauf ist von der Anzahl der Vorberechnungen des Berstkörpers abhängig. Je mehr Rippen der Berstkörper besitzt, desto stetiger oder gleichmäßiger ist der Normalkraftverlauf über den Rohrumfang. Die maximalen Normalkräfte befinden sich an den Stellen, wo die maximalen positiven Momente entstehen.

Die Normalkraftverläufe der Beton- und Steinzeugrohre mit gleichen Rippen sind für alle Nennweiten gleichförmig, der Unterschied ist nur die Größe.

6.3.2.2 Biegemoment am Rohrumfang

An den Kontaktstellen des Berstkörpers mit den Vorbrechrippen treten die größten Biegemomente auf und im Bereich dazwischen (Mittelstelle) ist das positive Biegemoment maximal. Nach Bild 6.1 ist das maximale negative Moment immer größer als das maxi-

male positive und ist von der Anzahl der Rippen stark abhängig. Die maximalen negativen Momente für 2, 3, 4 und 5 Rippen betragen um 7,7-, 4,0-, 2,3- und 1,5mal mehr als das für 6 Rippen.

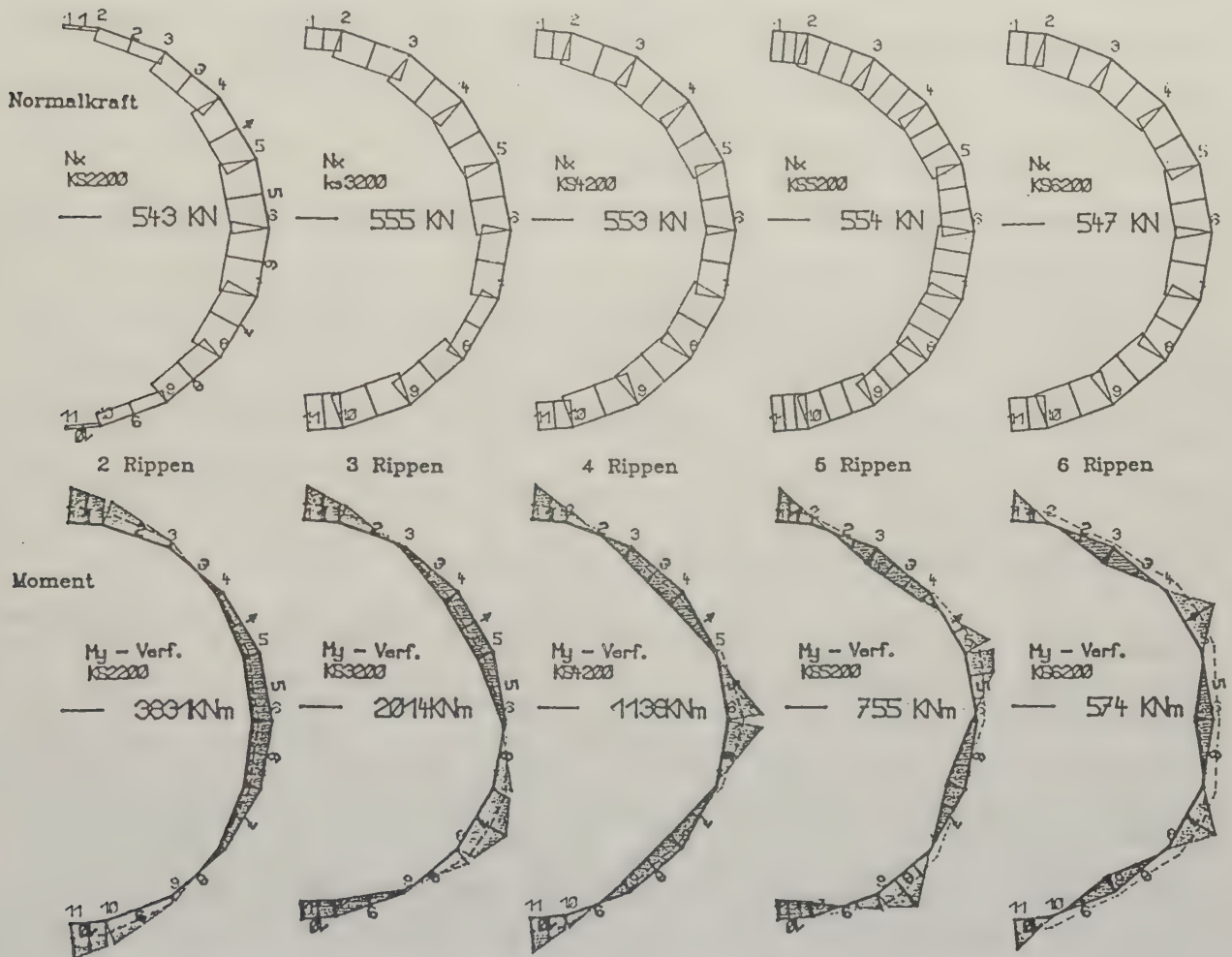


Bild 6.1 Schnittgroessenverlaeuft biegesteifer Rohre beim Bersten (Steinzeugrohr DN 200)

Es ist allerdings anzumerken, daß die Differenzen in Momenten und Normalkräften bei Steinzeug- und Betonrohren sehr klein sind. Darüberhinaus steigen die maximalen negativen Momente mit zunehmender Rohrnennweite, d.h. die Momente für Steinzeugrohre von DN 250, 300, 350 und 400 sind in 1,5-, 2,2-, 3,0- und 3,9fachem von DN 200.

6.3.2.3 Sicherheitsbeiwerte beim Rohrbersten bei Steinzeug und Beton

Zum Vergleich der Tragfähigkeit verschiedener Rohrwerkstoffe und -nennweiten beim Bersten kommen im Regelfall die Berechnung der Biegezugspannungen, die aus Normalkraft und Biegemoment hervorgerufen wird, mit Berücksichtigung der Krümmungseinflüsse zur Anwendung. Damit können die Sicherheitsbeiwerte, bezogen auf die Biegezugfestigkeit bei spröden Werkstoffen wie Steinzeug und Beton, umgerechnet werden.

Die in Bild 6.2 dargestellten Kurven zeigen, daß Betonrohre auf jeden Fall (unabhängig von Rippenbildern und Rohrnennweiten) viel einfacher als Steinzeugrohre zu zerstören sind, insbesondere bei einer großen Anzahl der Rippen.

Merkwürdig sind die steigenden Sicherheitsbeiwerte bei größerem Kraftverbrauch zum Bersten mit zunehmenden Rippen, wobei ihr Verlauf der Form nach ähnlich ist. Die Sicherheitsbeiwerte bei den maximal negativen Momenten, an der Stelle des Auftretens der Rippen, sind immer kleiner als bei den maximal positiven (etwa um

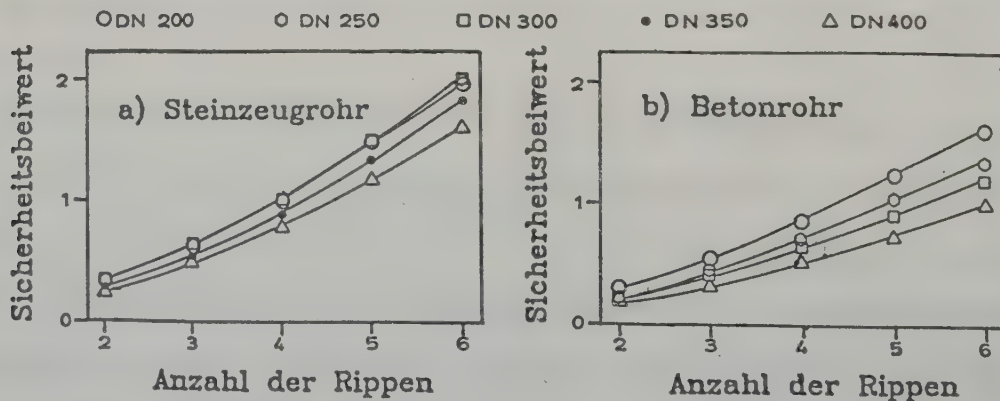


Bild 6.2 Sicherheitsbeiwerte biegesteifer Rohre beim Bersten (Hydraulischer Druck = $0,5 \text{ N/mm}^2$)

das zehntelfache, s. Tabelle A4), obwohl die Normalzugkraft an diesen Stellen sehr klein ist.

Rohre mit größerer Nennweite geben normalerweise weniger Sicherheitsbeiwerte, außerdem Steinzeugrohre mit DN 200 und 250. Damit wird kein wesentlicher Unterschied der Sicherheitsbeiwerte gefunden.

6.4 Die Rohrbelastungen

6.4.1 Rohrbelastungen ohne die Bruchkörper (Modellserie II)

6.4.1.1 Vertikale, horizontale Last und horizontaler Bettungsreaktionsdruck

Wie bereits erwähnt, beruhen die zur Zeit angewandten Berechnungsverfahren der Rohrbelastungen prinzipiell auf der Silotheorie. Beim Leitungsbau oder der Rohrverlegung im Graben werden die Belastungen entsprechend dem Berechnungsverfahren nicht nur nach MARSTON (außerhalb der BRD verwendet) und dem ATV-Arbeitsblatt A127 (als Richtlinie in der BRD) für Graben- oder Dammleitungen sondern auch dem ATV-Arbeitsblatt A161 für Rohrvortrieb (Entwurf der Richtlinie in der BRD) verglichen, um die Abweichungen der Berechnungsergebnisse in Bezug auf idealisierte Systeme theoretisch zu erfassen.

Danach werden die Berechnungsmodelle mit der Tunnelstatik zum Vergleich weiter eingeführt. Deshalb ist die Art des Leitungsbaus, wie in der Vergangenheit offene Bauweise, Rohrverlegung, (MARSTON und ATV-Arbeitsblatt A127) oder geschlossene Bauweise, Rohrvortrieb, (ATV-Arbeitsblatt A161) hier nicht so streng zu beachten.

Wichtig ist, daß das Rohrbersten mit dem Rohrvortrieb etwas Ähnlichkeit hat. Das Problem besteht darin, inwieweit die Störungszone im Boden bei der Ausweitung des Berstkörpers und der Bruchkörper beeinflußt wird.

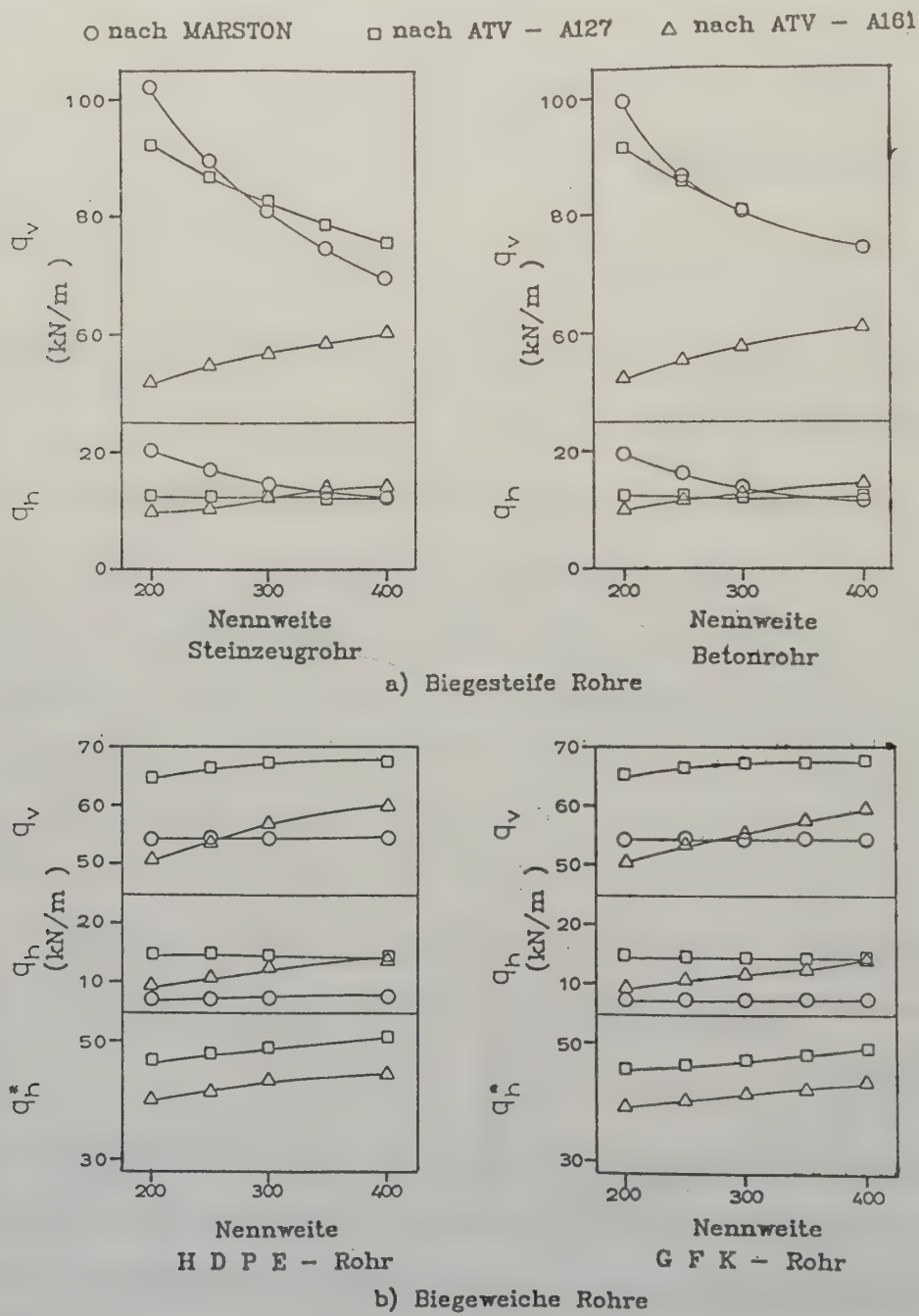


Bild 6.3 Vergleich der vertikalen und horizontalen Belastungen nach verschiedenen Berechnungsverfahren

Die in Bild 6.3 und Tabelle A20 dargestellte vertikale Belastung nach MARSTON und ATV-Arbeitsblatt A127 bei biegesteifen Rohren nimmt mit zunehmender Rohrnennweite ab, im Gegensatz zu der nach ATV-Arbeitsblatt A161. Der Grund dafür ist die größere Aufnahme-
fläche mit gleichem Vertikalgewicht beim Rohr im Graben. Die geringe Abweichung der horizontalen Belastung zeigt hier auch die Unabhängigkeit von der Rohrnennweite, wobei die nach MARSTON immer hohe Werte für kleine Rohre gibt.

Bei biegeweichen Rohren steigen nicht nur die vertikalen und horizontalen Lasten (q_v , q_h) sondern auch der horizontale Bettungsreaktionsdruck (q_h^*) mit zunehmender Rohrnennweite. Dabei ergeben sich die Rechenwerte aus dem Verfahren nach ATV-Arbeitsblatt A127 höher als die anderen. Das zeigt auch, daß die Größe des Rohres einen gewissen Einfluß auf die Last bei ATV-Arbeitsblatt A161 hat, aufgrund der Annahme des zunehmenden vertikalen Gewichtes, wobei die Reibungskräfte konstant bleiben.

Jedoch ergeben sich die nahezu ähnlichen Berechnungsergebnisse nach dem Verfahren von MARSTON und ATV-Arbeitsblatt A127 bei biegesteifen Rohren, insbesondere Betonrohren.

6.4.1.2 Resultierende Zustandsgrößen nach dem Berechnungsverfahren vom ATV-Arbeitsblatt A127 im Vergleich zu den Berechnungsmodellen in der Tunnelstatik

In diesem Abschnitt werden die vertikalen und horizontalen Belastungen entsprechend dem Berechnungsverfahren nach ATV-Arbeitsblatt A127 angenommen und weiter durchgeführt, wobei die Zustandsgrößen mit Hilfe des Stabwerksprogrammes (Weggrößenver-

fahren) und des in der Rohrstatik üblichen Kraftgrößenverfahrens berechnet werden. Bei der Tunnelstatik werden das Kontinuumsmodell mit vollständiger und teilweise Tragwirkung, das Teilbettungsmodell nach verschiedenen Autoren im Vergleich behandelt. Die Berechnungsergebnisse lassen sich in Tabelle A21 im Anhang zusammenfassen und in den Bildern 6.4 und 6.5 darstellen.

Die Tragfähigkeit biegesteifer Rohre hängt im allgemeinen vom Standsicherheitsbeiwert ab, der sowohl aus der Normalkraft als auch aus dem Biegemoment berechnet wird. Dagegen ist die Firstdurchbiegung bei biegeweichen Rohren für die Tragfähigkeit maßgebend.

Rohre aus Steinzeug und Beton

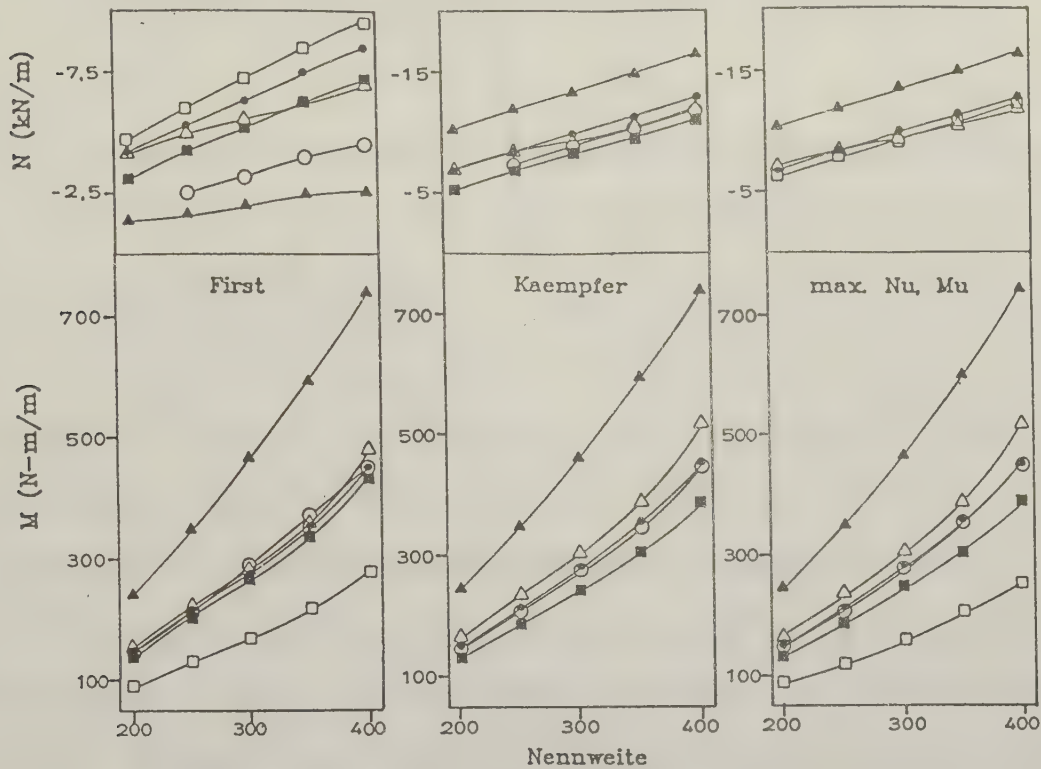
Unter der Annahme der ähnlichen Baubedingungen ergeben sich damit die auf Bild 6.4 bezogenen Bemerkungen:

- Die Schnittkräfte nach A (Kontinuumsmodell), C (Teilbettungsmodell) und F (ATV-A127 mit Stabwerksprogramm) stimmen gut überein.
- E (ATV-A127 mit Kraftgrößenverfahren) gibt die größte Abweichung von anderen, aber das liegt meistens auf der sicheren Seite.
- Die Schnittkräfte steigen mit zunehmender Rohrnennweite.
- Die maximalen Schnittkräfte ($-N$, $-M$) befinden sich am oder in der Nähe des Rohrkämpfers (s. auch Tabelle A20).

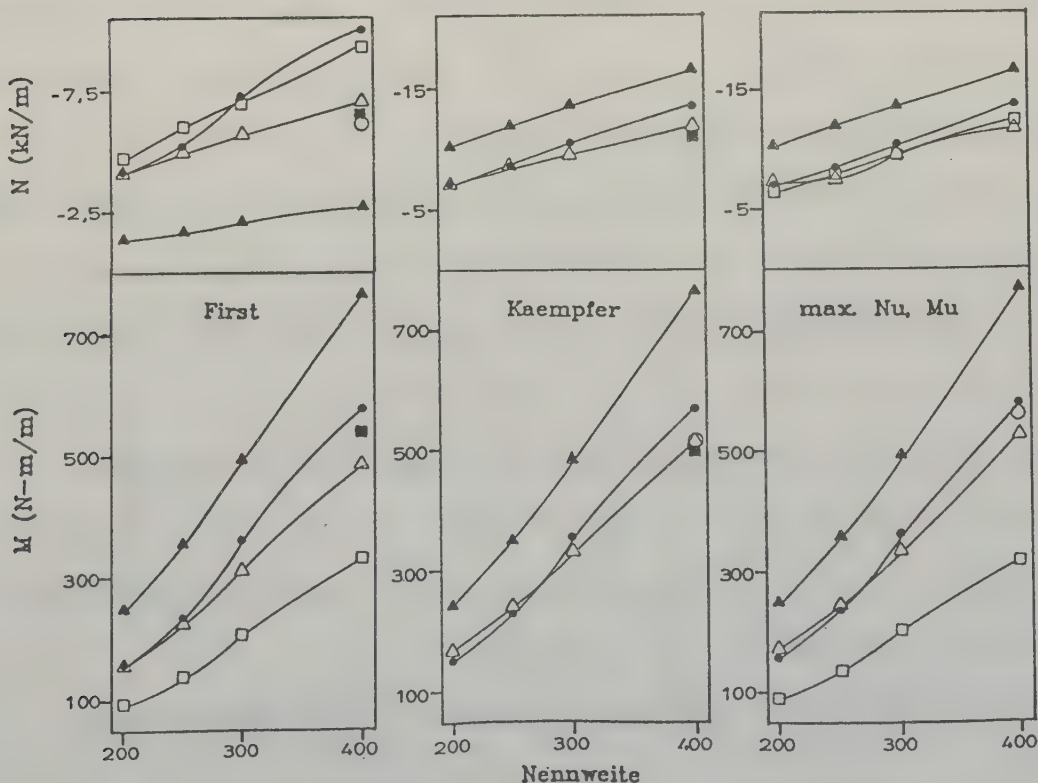
Rohre aus HDPE und GFK

Die Firstdurchbiegung wird in Prozent des Mitteldurchmessers umgerechnet und ist immer mit dem zulässigen Wertverformungs-

• A: Kontinuumsmodell n. ERDMANN /21/ □ D: Teilbettungsmodell n. SCHULZE u. DUDDECK/77/
 ○ B: Teilkontinuumsmodell n. AHRENS et al/2/ ▲ E: ATV - A127 m. Kraftgrößenverfahren /5/
 ■ C: Teilbettungsmodell n. AHRENS et al/2/ △ F: ATV - A127 m. Weggrößenverfahren /5/



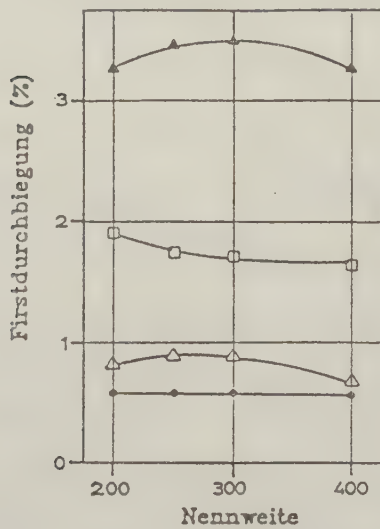
a) Steinzeugrohr



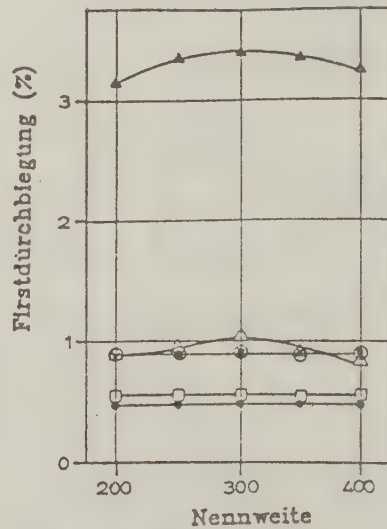
b) Betonrohr

Bild 6.4 Vergleich der Schnittgrößen biege-steifer Rohre

● A: Kontinuumsmodell n. ERDMANN /21/ □ D: Teilbettungsmodell n. SCHULZE u. DUDDECK /77/
 ○ B: Teilkontinuumsmodell n. AHRENS et al/2/ ▲ E: ATV - A127 m. Kraftgrößenverfahren/5/
 ■ C: Teilbettungsmodell n. AHRENS et al/2/ △ F: ATV - A127 m. Weggrößenverfahren/5/



a) H D P E - Rohr



b) G F K - Rohr

Bild 6.5 Vergleich der Firstdurchbiegung biegeweicher Rohre

nachweis von 6 % für Langzeitnachweis zu vergleichen.

- E (ATV-A127 mit Kraftgrößenverfahren) gibt die hohen Rohrverformungen, etwa 2- bis 3facher als die anderen.
- Die Berechnungsergebnisse nach A, B, C und F (ATV-A127 mit dem Stabwerksprogramm) ergeben den Wert etwa oder unter 1 % für Langzeitnachweis zu vergleichen.
- E (ATV-A127 mit Kraftgrößenverfahren) gibt die hohen Rohrverformungen, etwa 2- bis 3fach größer an als die anderen.
- Die Berechnungsergebnisse nach A, B, C und F (ATV-A127 mit dem Stabwerksprogramm) ergeben den Wert etwa oder unter 1 % und bleiben nahezu konstant über die ganz Rohrnennweite.
- In der Tabelle A20 befinden sich die maximalen Schnittkräfte meistens an der Stelle zwischen dem Scheitel und Kämpfer mit dem Öffnungswinkel (φ) etwa $40^\circ - 55^\circ$.
- GFK-Rohre geben konkretere Ergebnisse als HDPE-Rohre.

Es ist allerdings zu bemerken, daß die Berechnungsergebnisse nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 mit dem Stabwerksprogramm und dem Kon-

tinuumsmodell für tiefliegende Tunnel ($h/d_a > 3$) gute Übereinstimmung geben.

6.4.1.3 Sicherheitsbeiwerte für Steinzeug- und Betonrohre nach ATV-Arbeitsblatt A127 mit dem Stabwerksprogramm

Um die Tragfähigkeit biegesteifer Rohre vernünftig zu kritisieren und mit verschiedenen Nennweiten zu vergleichen, sind die Sicherheitsbeiwerte für den Spannungsnachweis in allen Extremzuständen in Rechnung zu stellen (üblicherweise zwischen 1,8 und 2,2 bei der Bemessung). Die in Bild 6.6 dargestellten Sicherheitsbeiwerte werden an den Stellen des maximal positiven Momentes (am Rohrscheitel) und des maximal negativen Momentes (am Rohrkämpfer) gerechnet. Es zeigt, daß die Schnittkräfte am Rohrscheitel mit dem maximal positiven Moment auf jeden Fall geringe Sicherheitsbeiwerte, zwischen 7 bis 9 für Steinzeugrohre und 5 bis 6,5 für Betonrohre, geben. Bei Betonrohren nehmen sie mit zunehmender Nennweite ab und sind immer kleiner als bei Steinzeugrohren.

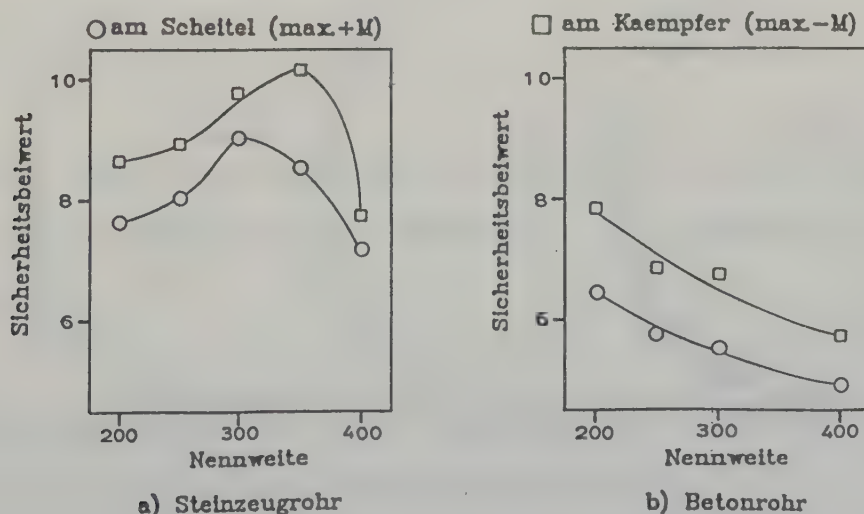


Bild 6.6 Sicherheitsbeiwerte nach ATV - A127 und mit Stabwerksprogramm

6.4.1.4 Schnittgrößenverläufe am Rohrumfang

Die Verläufe der Normalkraft und des Momentes für Steinzeugrohre und HDPE-Rohre werden in Bild 6.7 nach dem Berechnungsverfahren des ATV-Arbeitsblattes A127 und des Stabwerksprogramms zum Vergleich dargestellt. Mit Berücksichtigung der vertikalen und horizontalen Gesamtbelastungen in Tabelle A5 und der herausgefundenen Zustandsgrößen werden die gleichförmigen Verläufe der Zu-

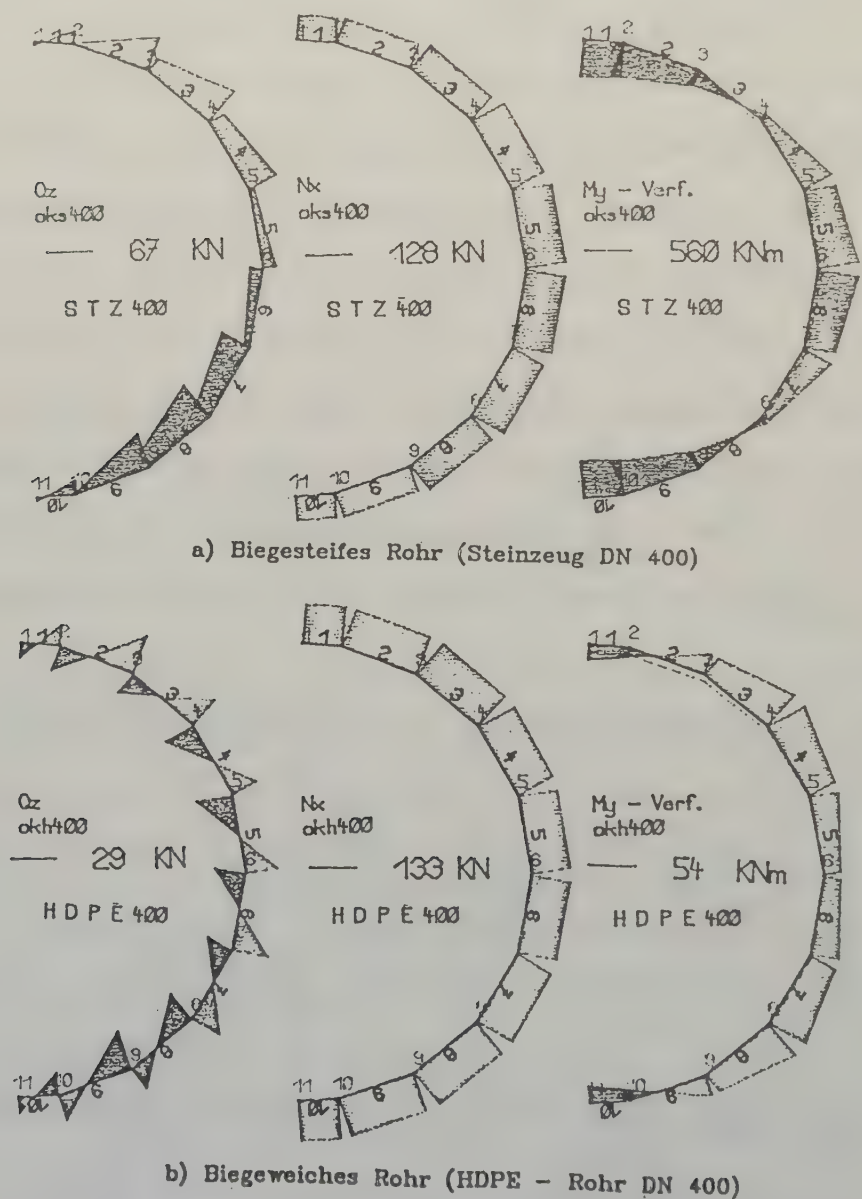


Bild 6.7 Typische Schnittgrößenverläufe der Rohre mit dem Stabwerksprogramm

standsgröße für biegesteife (Steinzeug) und biegeeweiche Rohre (HDPE) als anschauliche Beispiele in Bild 6.7 dargestellt.

Nach Bild 6.7 liefert das Steinzeugrohr die maximale Normalkraft und das maximale Moment (negativ) am Kämpfer, im Gegensatz zum HDPE-Rohr, wo die Stelle mit dem Öffnungswinkel von 50° und 130° vom Rohrscheitel maßgebend ist. Mit zunehmender Horizontallast ($q_h + q_h^*$) wie bei biegeweichen Rohren verschiebt sich die Stelle des Extremzustandes immer vom Kämpfer zum Scheitel und verursacht viel geringere Schnittgrößen (s. Tabelle A6 Modell OKS und OKH).

Deshalb spielt die Firstdurchbiegung statt der Schnittgröße bei der Bemessung als der Verformungsnachweis für biegeeweiche Rohre eine große Rolle. Diese Berechnungsergebnisse stimmen mit der von SCHULZE und DUDDECK (1964) und WINDELS (1967) sehr gut überein (s. auch Tabelle A 21).

Es zeigt sich ferner, daß das maximale Moment immer negativ ist und nur die Normaldruckkraft sich am Rohrumfang befindet. Im Prinzip ist die Querkraft am Rand theoretische gleich Null, aber durch Ersatz der geraden Stäbe in der Rohrkrümmung wird ein Rechenfehler unvermeidbar abgeschätzt.

Die Vorläufe der Zustandsgrößen in angehöriger Rohrgruppe, entweder biegesteife oder biegeeweiche Rohre, sind für alle Nennweiten gleichförmig.

6.4.2 Rohrbelastungen mit den Bruchkörpern (Modellserien III bis VI)

Um die Auswirkung der Scherben oder Bruchkörper auf die Zu-

standsgröße zu untersuchen, werden die gleichen und wenig unterschiedlichen Größen der horizontalen und vertikalen Lasten unter ähnlichen Bedingungen, d. h. Nennweite, Tiefe usw. angenommen. Die gleichzeitige Tragwirkung zwischen dem Einsatzrohr und den Bruchkörpern wird hier nicht berücksichtigt.

6.4.2.1 Einfluß der Scherben auf die Schnittgrößen (Modellserie III)

In Tabelle A10 werden zahlreiche Berechnungsergebnisse entsprechend der verschiedenen Modellvorstellungen zusammengefaßt. Es handelt sich nur um die Einsatzmöglichkeit der Steinzeugrohre. Zusammenfassend läßt sich folgendes zu den einzelnen Ansatzmöglichkeiten feststellen:

- Die Scherbenbildung (Bruchkörperanordnung) nach den Modellen 99325-(BKRS31) liefern den ungünstigsten Belastungszustand für die Schnittgrößen (s. Bild A1) und die zugehörigen Sicherheitsbeiwerte werden in Tabelle 6.1 dargestellt.



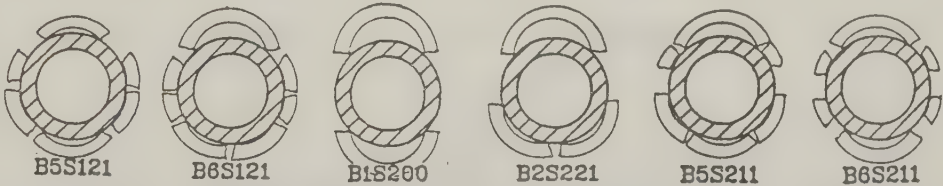
BKRS31

- Die Sicherheitswerte werden bis zu 25% vom Ursprung (ohne die Bruchkörper) verringert, d. h. von etwa 8 auf 2 oder 3 (nahebei Grenzwert), indem das maximal negative Moment um etwa das 1,9- bis 3,5fache vergrößert wird.
- Der Einsatz größerer Rohrnennweiten liefert kleinere Zustandsgrößen und weiterhin größere Sicherheitsbeiwerte (von 1,9-2,3 bis zu 2,7-2,9), da die Stellen der Punktlasten aus den Bruchkörpern sich vom Rohrscheitel mit gleichem Winkel auf der Leitlinie (s. Bild 3.1) verschieben.

Tabelle 6.1. Vergleich der Sicherheitsbeiwerte beim Bersten von Steinzeugrohren mit gleicher Nennweite im ungünstigen Zustand BKRS31 (Modellserie III)

Nennweite	Vor dem Bersten	Nach dem Bersten	
		Zahl	in Prozentzahl
DN 200	7,631	2,086	27,3
DN 250	8,077	2,159	26,7
DN 300	9,045	2,256	24,9
DN 350	8,543	2,064	24,2
DN 400	7,184	1,877	26,1

- Modelle mit Bruchkörpern über dem Rohrscheitel wie 51204- (B5S121), 61206- (B6S121), 12007- (B1S200), 22210- (B2S221), 52114- (B5S211) und 62116- (B6S211) liefern die negative Radialverschiebung am First, d.h. die Rohre verschieben sich nach oben oder negative Momente befinden sich am Rohrscheitel (Bild 6.8).



In dieser Modellgruppe kann auch manchmal die positive Firstdurchbiegung beim Einsatz mit gleicher Rohrnennweite gefunden werden.

- Anderen ungünstigen Scherbenbildungen für Extremzustände gehören Modell 99326- (BKRS32), 23118- (B2S311) u.ä.m. an. Je größer die Bruchkörper sind, desto größer ist die Änderung der Zustandsgröße. Am wichtigsten ist jedoch die Bruchkörperlegung über den Kämpfer, da statt gleichmäßig verteilter horizontaler Last die Punktlast auf die Ulme sich auf das Belastungssystem auswirken kann.
- Um die ungünstigen Extremzustände der Belastung zu vermeiden, sind die Scherben (Bruchkörper) am Kämpfer durch die Vorbrech-

rippen des Berstkörpers zuerst zu zerstören. Danach können die die horizontalen Lasten voll mobilisiert werden.

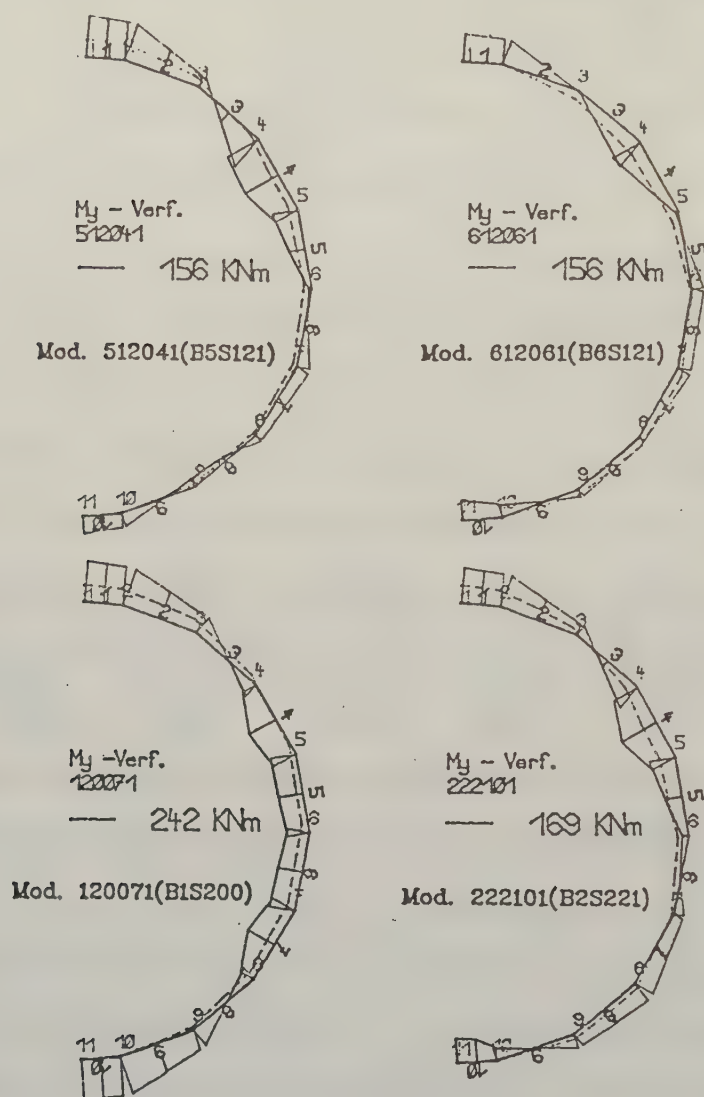


Bild 6.8 Zustandsgrößenverläufe infolge Belastungen durch die Bruchkörper

- Bei den Modellen 12007- (B1S200) mit den Bruchkörpern über dem Scheitel und der Sohle ergeben sich die Extremschnittgrößen kleiner als bei den Modellen 23118- (B2S311) mit gleicher Größe der Bruchkörper über dem Kämpfer (etwa die Hälfte).



- Bezüglich dieser 28 Bruchkörperverteilungen liefert das

Modell B6S121 in Bild A1 den günstigen Belastungszustand für die Schnittgrößen, damit steigt der Sicherheitsbeiwert auf ca. 120 % des Modells ohne die Bruchkörper.

- Die Normalkraft bleibt vor allem in jedem Fall im Druck unverändert.

6.4.2.2 Einfluß des Rohrmaterials auf die Zustandsgröße (Modellserie IV)

Mit ausreichend großen Bruchkörpern über dem Kämpfer wird die Auswirkung der horizontalen Belastung oder des Bettungsreaktionsdrucks bei entweder biegesteifen oder biegeweichen Rohren nahezu verschwinden.

- Kein großer Unterschied der herausgefundenen Schnittgrößen tritt für alle Rohrarten auf, aber die Firstdurchbiegung bei biegeweichen Rohren ist sehr viel größer als bei biegesteifen, dem etwa 200- bis 400fachen.
- HDPE-Rohre liefern die größten Firstdurchbiegungen und Steinzeugrohre die größten Biegemomente.
- In diesem ungünstigen Zustand ist die Firstdurchbiegung bei biegeweichen Rohren das 13- bis 18fache im Vergleich mit dem Fall ohne die Bruchkörper und die zulässige Rohrverformung (die zulässige vertikale Durchmesseränderung = 6%) wird problemlos überschritten, d. h. bis zu 14%.
- Beim Einsatz biegeweicher Rohre mit großer Nennweite ergibt sich die geringere Firstdurchbiegung, etwa 75% bis 85%, im Vergleich zu Rohren mit gleicher Nennweite.
- Die Bruchkörper entweder aus Steinzeug oder Beton spielen bei

den Zustandsgrößen keine Rolle. Der Unterschied ist weniger als 3%.

- Beim Einsatz mit Steinzeugrohren liefern jedoch die Sicherheitsbeiwerte zwischen 3 bis 5 umso weniger, je größer die Nennweite ist. Ungünstiger sind Betonrohre, welche Sicherheitsbeiwerte zwischen 2 bis 4 liefern.
- Die Biegezugspannung am Rohrscheitel (positives Moment) ist in dieser Versuchsserie immer kritischer und wird für den Spannungsnachweis als maßgebend benutzt.

6.4.2.3 Einsatz von Rohren aus Steinzeug und HDPE in Steinzeugbruchkörpern (Modellserie V)

Mit 3 verschiedenen Modellen der Bruchkörperanordnung ergeben sich die ähnlichen Bemerkungen wie in 6.4.2.2 erwähnt, aber noch einige Festlegungen werden wie folgt beigegeben:

- Statt Modelle 99325- oder BKRS31 nach Bild A1 (als die günstigen Zustände für die Schnittgrößen in 6.4.2.1, Modellserie III) sind Modelle 23118- oder B2S311 (s. auch Bild A1) als die ungünstigen Zustände für die Firstdurchbiegung biegeweicher Rohre. Damit ist die Firstdurchbiegung beim Einsatz mit gleicher Nennweite das 30 bis 38fache des Falles ohne die Bruchkörper.
- Die Firstdurchbiegung bei biegeweichen Rohren ist immer viel größer als die bei biegesteifen, etwa das 200- bis 500fache, je nach den Modellen. Dagegen ist aber die Schnittgröße viel kleiner, d. h. etwa das 0,7- bis 0,9fache für das Moment.
- Beide Rohrarten haben die gleichen Stellen für Extremzustandsgrößen.

(Modellserie VI)

Unter der Annahme, daß alle Rohre durch die gleichen Größen der Horizontal- und Vertikallast beansprucht werden, werden die folgenden Festlegungen getroffen:

- Ein gewisser Unterschied der Schnittgrößen wird gefunden. Die Differenz zwischen maximalen und minimalen Werten liegt um 20%.
- GFK-Rohre ergeben die größten Zustandsgrößen, gefolgt von Rohren aus HDPE, Steinzeug und zuletzt Beton.
- Rohre mit größeren Nennweiten haben auch größere Zustandsgrößen und ihre Verläufe sind stets gleichförmig.
- Rohre aus Steinzeug und Beton liefern geringere Sicherheitsbeiwerte mit zunehmender Nennweite.
- Die Differenz in Moment durch den Einsatz mit gleicher Nennweite nimmt mit zunehmender Nennweite ab.

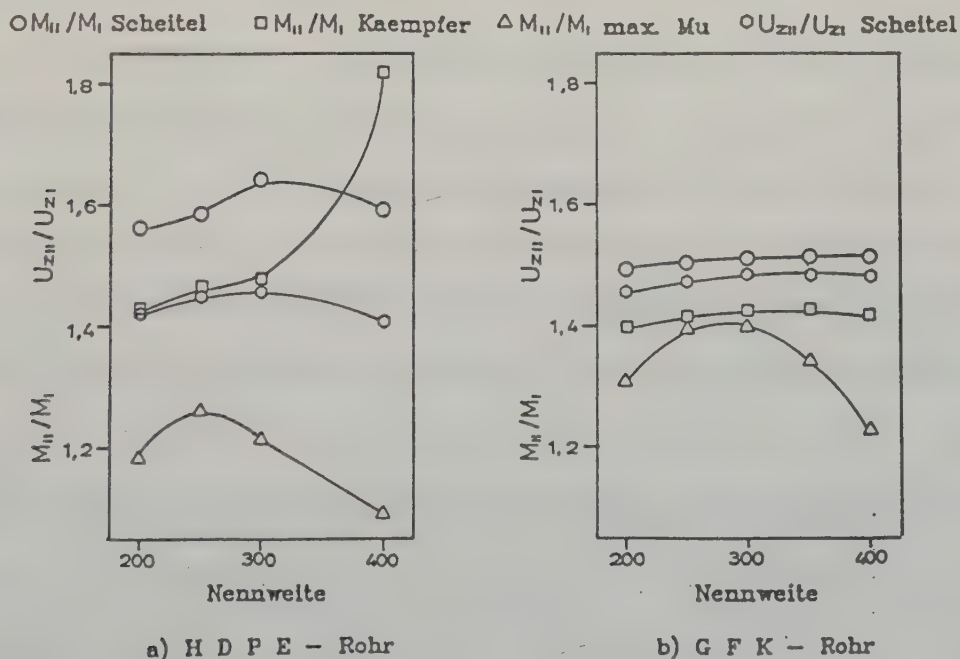


Bild 6.9 Zuwachsfaktoren fuer die Zustandsgroessen biegeweicher Rohre

6.4.3 Zustandsgröße nach der Spannungstheorie II. Ordnung biege- weicher Rohre (Modellserie VII)

Zu dem nichtlinearen Einfluß der starken Verformung biegeweicher Rohre dienen Bild 6.9, Tabellen A17 und A22 (im Anhang) als die Berechnungsergebnisse und deren Zuwachsfaktoren wird hier zur einfachen Verdeutlichung der Auswertung herangezogen.

- Der Zuwachsfaktor für das Moment am Rohrscheitel ist größer als am Rohrkämpfer und jeweils an der Sohle, d.h. etwa 1,6 , 1,45 und 1,2 für HDPE-Rohre; 1,5 , 1,4 und 1,35 für GFK-Rohre. Während der für die Firstdurchbiegung um 1,4 bis zu 1,5 für beide Rohrarten liegt.
- GFK-Rohre liefern stetigere und vornehmlich konkretere Ergebnisse über den ganzen Bereich der Nennweite. Die Streuung ist geringer.
- Der Zuwachsfaktor hat die Tendenz, mit zunehmender Nennweite zu steigen, während die relative Biegesteifigkeit (α) für Rohre aller Nennweiten qualitativ konstant bleibt.
- Für die Belastungen biegeweicher Rohre mit den Bruchkörpern könnte die Firstdurchbiegung aus der Theorie I. Ordnung (Modellserien IV bis VI) durch den Zuwachsfaktor von 1,5 bis 1,6 näherungsweise vergrößert werden.
- Angesichts der Gesamtrechenmodelle stimmen die Berechnungsergebnisse mit den Empfehlungen für die Erhöhung der Schnittgrößen infolge großer Tunnelverformung nach DUDDECK et al /17/ gut überein, nämlich daß die Schnittgröße mit dem Faktor 1,4 zur Vereinfachung näherungsweise zu multiplizieren ist.

6.4.4 Stellungnahmen zum Berechnungsverfahren nach dem ATV-Arbeitsblatt A127

In Hinsicht auf die Berücksichtigung der vielen bezogenen Einflußparameter vorhandener Berechnungsverfahren steht das Verfahren nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 vorn. Jedoch sind viele Rohr- und Bodenkennwerte, entweder durch Untersuchungen, empirische Näherungen oder Vorschriften, sowie die Bauausfüllungsbedingungen unvermeidbar zu erkennen und in mathematische Gleichungen einzusetzen.

Darüberhinaus hebt der Boden erst nach dem Bersten einstweilig aus, danach findet die Bodenkonsolidierung oder -senkung statt. Dieses Bodenverhalten kann mit den Erkenntnissen durch Feldmessungen und Überwachungen der Pfahlverdrängung erklärt werden (PAULOS und DAVIS, 1980 /69/). Aber die Auswirkung auf Bodstörungen beim Rohrbersten wegen der horizontalen Verdrängung ist erwartungsgemäß mehr. /7/22/23/

Außerdem ist die Dimension des Rohres sehr klein im Vergleich zu der Grabenbreite und der Überdeckungshöhe, deren Volumen dem Bodengewicht nach der Silotheorie entsprechen.

So gilt die Hypothese der Silotheorie für das Berstverfahren mit einer gewissen Zuverlässigkeit sowie für die normale Rohrverlegung.

Nachträglich werden die horizontalen Bettungsreaktionskräfte des Bodens durch die Rohrverformung in dem Berechnungsverfahren vom ATV-Arbeitsblatt A127 theoretisch berücksichtigt.

Mit Berücksichtigung der angeführten Gesichtspunkte liefert das Berechnungsverfahren nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 die Verwendungsbedingungen vernünftiger und zuverlässiger als die ähnlichen vorhandenen Verfahren und wird hier in dieser Arbeit unter bestimmten Voraussetzungen angewandt.

6.5 Anwendungsbeispiele

Ziel dieses Berechnungsbeispiels ist, die vorgegebenen Diagramme, Boden- und Rohrkennwerte hinsichtlich der verlegten Rohre beim Berstverfahren zweckmäßig in der statischen Berechnung anzuwenden und mit eigener Anpassung weiter zu modifizieren.

Das Steinzeugrohr mit DN 200 ist wie in Bild 5.9 dargestellt, verlegt worden, und ist durch ein Steinzeugrohr mit der Nennweite 200 und 250 zu erneuern. Der Bersttkörper besitzt 4 Vorbrechrippen und ist statisch einzuziehen.

Während des Berstens

Der erforderliche hydraulische Druck (Tabelle A19) für DN 200 Steinzeugrohre = $1,0144 \times 0,5 \text{ N/mm}^2$ und für DN 250 Steinzeugrohr = $1,0187 \times 0,5 = 0,54 \text{ N/mm}^2$. Der Erddruck infolge dem Bodengewicht mit 2 m Überdeckungshöhe ist $2 \times 20 = 40 \text{ kN/m}^2 = 0,04 \text{ N/mm}^2$. Mit der Gültigkeit des Überlagerungsprinzips beträgt der erforderliche hydraulische Druck des Berstkörpers beim Bersten etwa 0,55 oder 0,6 N/mm^2 .

Aus Bild A2 ergibt sich die erforderliche Bodenspannung für die weitere Zerstörung der 45° Bruchkörper von etwa $4,4 \text{ N/mm}^2$, wenn der Boden gut verdichtet ist.

Aus Bild A18, die maximale Verschiebung für DN 200 = 11 mm = 9%
und für DN 250 = 51 mm = 42%

Aus Bild A34, die maximale Hohlraumfläche für DN 200 = 50 mm²
und für DN 250 = 106 mm²

Mit Berücksichtigung der erforderlichen Bodenspannung der 4 Scherben beim Biegebruch (etwa 4,4 N/mm²) und der abgeschätzten Bodenspannung während Ausdehnung (weniger als 2,5 N/mm²) sind diese 4 Bruchkörper kaum weiter zu zerstören.

Die Volumen des Hohlraums zwischen den Bruchkörpern und dem Einsatzrohr sind auch vernachlässigbar klein, etwa 5 - 10 cm³/m. Sehr interessant ist nur die Möglichkeit der Scherbebildung mit 4 Bruchkörpern, da sie großen Einfluß auf die Hohlraumvolumen hat, d. h. 9 - 18 cm³/m für 3-120° Bruchkörper und 30 - 43 cm³/m für 2-180° Bruchkörper.

Belastungen des verlegten Rohres

Nach dem Bersten werden die Bodeneigenschaften wie in Bild 5.9 angenommen und die 4 Bruchkörper haben die Größe von 45°. Modell 1100- (B1S110) in Bild A1 oder Tabelle A8 dient der Bruchkörperverteilung hinsichtlich der Rohrbelastung.

Aus den Tabellen A10 und A11 lassen sich die Zustandsgrößen wie folgt ablesen:

- Modelle 111001 beim Einsatz von DN 200 durch DN 200:

Extremschnittgröße mit max. $M_y = 263,43 \text{ N-m/m}$, $N_x = -2,651 \text{ kN/m}$.

Die entsprechende Biegezugspannung am Rohrscheitel und an der Sohle (Tabelle 2.1 und A1) = $(2,651/20 + 263,43/62,671)$

$$= 0,13 + 4,20 = 4,33 \text{ N/mm}^2.$$

Der Sicherheitsbeiwert (Tabelle 3.1) = $16,94/4,33 = 3,91$

- Modelle 111002 beim Einsatz von DN 200 durch DN 250:

$$\max. M_v = 293,03 \text{ N-m/m}, \quad N_x = 4,490 \text{ kN/m}.$$

$$\begin{aligned} \text{Die entsprechende Biegezugspannung} &= (4,490/22 + 293,03/76,376) \\ &= 0,20 + 3,84 = 4,04 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Der Sicherheitsbeiwert = $21,47/4,04 = 5,31$

Es zeigt sich, daß der Einsatz von Rohr mit der Nennweite DN 250 in diesem Fall die bessere Tragfähigkeit hat und den Druck beim Bersten von $0,6 \text{ N/mm}^2$ verlangt, wenn andere Einflußfaktoren wie die Störungs- oder Verdichtungszone des Bodens, die unterschiedliche Änderung der Bodeneigenschaften, die Schwierigkeiten beim Bersten etc. (d.h. Auflagerbedingungen, Fremdkörper im Boden usw.) vernachlässigt werden können.

6.6 Vorgeschlagene Form des Berstkörpers

Die Bemessungskriterien des Berstkörpers werden für die wichtigen mechanischen Gesichtspunkte wie folgt formuliert.

- Einfache Zerstörung mit geringem Energiegebrauch
- Aktivierung der horizontalen Bettungsreaktionskräfte biege-weicher Einsatzrohre
- Verkleinerung der Scherben so weit wie möglich
- Verursachen geringer Bodenstörungen

Unter oben angeführten Bedingungen wird der Berstkörper mit geringen Rippen nach Kapitel 6.3.2 aufgesetzt und die Scherben (oder Bruchkörper) am Rohrkämpfer müssen unbedingt zuerst zerstört

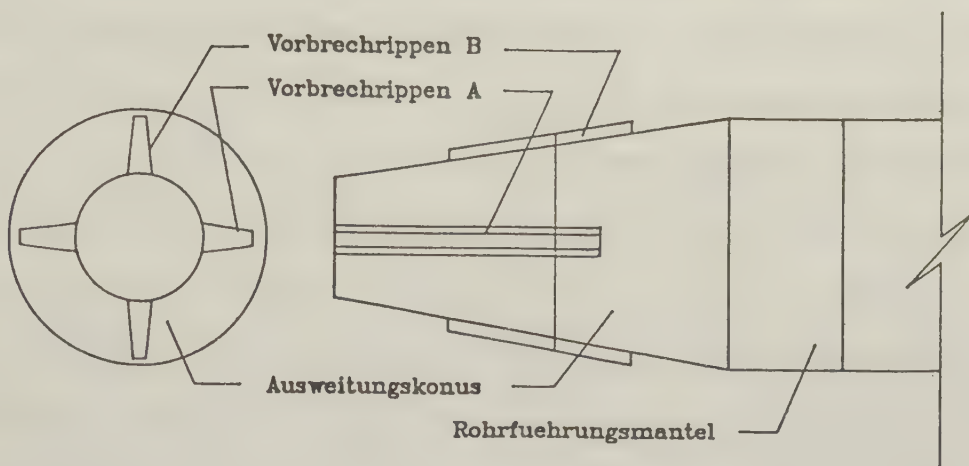


Bild 6.10 Vorgeschlagenes Modell des Berstkörpers

werden.

Der in Bild 6.10 dargestellte Berstkörper besitzt 4 Vorbrechrippen, deren Kennzeichnung A (2 Rippen) als die Vorbrecher im Kämpferbereich dienen, um die Scherben zuerst zu zerstören und weiterhin die horizontalen Bettungsreaktionskräfte auf das Einsatzrohr effektiv zu aktivieren. Die Vorbrechrippen B dienen zu der weiteren Zerstörung der Scherben, als Kragbogen, um die Scherbengröße vornehmlich kleiner als 120° zu halten.

Die Bruchkörperverteilung beim Bersten im vollständigen Rohr ist aus dem Modell 12108- oder B1S211 nach Bild A1 (4 Scherben mit dem Zentriwinkel 90°) zu ersehen. Dabei liegt z.B. der Sicherheitsbeiwert entsprechend der Rohrbelastung beim Einsatz von Steinzeugrohren DN 200 und 250 zwischen 4,177 und 5,848 (ohne die Bruchkörper zwischen 7,631 und 8,077).

Um größere Bodenstörungen durch die Vibration oder die Wellenaus-
weitung in den Boden (insbesondere in setzungs- oder Vibrations-
empfindlichen Boden wie Sand) zu vermeiden, ist das statische
Berstverfahren vorzuziehen.

7. Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Mit den vorliegenden Ausführungen werden die anstehenden Möglichkeiten der Anwendung der herkömmlichen vereinfachten Theoriegrundlagen zur statischen Berechnung erdverlegter Rohrleitungen im Zusammenhang mit dem neu entwickelten Berstverfahren gezeigt. Dabei werden die bereits bekannten Theorien wie Theorie der gekrümmten Stäbe und Stabtragwerkstheorie auf die Rohrstatik unter üblichen bestimmten Annahmen und Voraussetzungen übertragen und auch mit den Berechnungsverfahren der Tunnel verglichen.

Das Berstverfahren wird bei den defekten alten Rohrleitungen, die in der Vergangenheit in einer Tiefe von etwa 1,5 bis 5 m schon lange verlegt wurden, im Nennweitenbereich von DN 200 bis DN 400 verwendet. Deshalb sind viele Informationen über physikalische Rohreigenschaften, Ausführung- und Einbaubedingungen sowie die Baugeometrie unmittelbar erforderlich. Zur Zeit befindet sich das Berstverfahren bei der Leitungserneuerung in der Erprobung.

Im Hinblick auf die bisher idealisierten Berechnungsmodelle für die Statik erdverlegter Rohre wurden nur wesentliche Grundlagen nach dem derzeitigen Wissensstand aus den unterschiedlichen Auffassungen übernommen.

Unter Betrachtung der Anwendungsmöglichkeiten konnten die durch diese Arbeit gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich nur intensiver Rohrbelastungen in wichtigen Gesichtspunkten wie folgt festgelegt werden.

7.1 Beim Berstverfahren der Rohre

Die vorstehenden Schadensbildungen der zu erneuernden Rohrleitungen spielten in den Bodenstörungen, den weiteren Bruchwahrscheinlichkeiten und zuletzt den Volumen des Hohlraumes eine wesentliche Rolle. Um den Einfluß des Hohlraums zu verringern, ist die Größe der Scherben oder Bruchkörper kleiner als 115° bis 120° Zentriwinkel Voraussetzung.

Zur effektiven Aktivierung der Bettungsreaktionskräfte biege-weicher Rohre durch die horizontale Rohrverformung wurden die Scherben am Rohrkämpfer ohnehin zuerst zerstört und so weit wie möglich verkleinert.

Bezüglich des Berstens vollständiger Rohre erwies sich der mit geringer Vorbrechrippenanzahl besetzte Berstkörper als vorteilhaft und mit speziell bemessenen Rippen konnten die Scherben weiter zerstört werden.

7.2 Bei Rohrbelastungen

Aus dem Vergleich zwischen Berechnungsverfahren von MARSTON und vom ATV-Arbeitsblatt A127 ergibt sich kein großer Unterschied der gesamten vertikalen Belastung entsprechend dem vorgegebenen Berechnungsbeispiel, da die Verkehrslast vielmehr größer als die Abminderungs- oder Erhöhungskräfte infolge vertikaler Rohrverformung ist, insbesondere wenn die Rohrleitungen in geringer Tiefe verlegt werden. So ist der Unterschied nur in einem wenigen Prozentsatz der gesamten Rohrbelastung zu sehen.

Die herausgefundenen Berechnungsergebnisse der Zustandsgrößen

zeigten gute Übereinstimmung zwischen dem Berechnungsverfahren nach ATV-Arbeitsblatt A127 mit dem Stabwerksprogramm - Weggrößenverfahren - und dem Berechnungsmodell nach der Kontinuumstheorie für tiefliegende Tunnel mit voller Tragwirkung.

Unter Betrachtung der Schnittgrößen biegesteifer Rohre entstand die erste Rißbildung am Rohrscheitel (min. Sicherheitsbeiwert, max. positives Moment), obwohl das Moment am Rohrkämpfer (max. negatives Moment) größer als das am Rohrscheitel ist. Diese Berechnungsergebnisse stimmen mit den aus den Versuchen von INGWESEN /39/ und von FUCHS/30/ überein.

Bei biegeweichen Rohren fanden die maximale Normalkraft und das maximale Moment (negativ) an der Stelle mit dem Öffnungswinkel 50 vom Rohrscheitel statt, wo aber die Firstdurchbiegung bei der Bemessung als Verformungsnachweis maßgebend ist.

Durch starke Verformungs biegeweicher Rohre wurden die Zustandsgrößen nach der Spannungstheorie II. Ordnung stets um das 1,4- bis 1,5fache erhöht.

7.3 Bei Belastungen für das Rohr mit den Bruchkörpern

Mit zwei über dem Rohrkämpfer liegenden Bruchkörpern wie im idealisierten Modell 99325- (BKRS31 in Bild A1) wurden die Zustandsgrößen in der ungünstigen Bedingung geliefert, wobei der Sicherheitsbeiwert von 8 bis zu 2 oder 3 (nahebei Grundwert) für biegesteife Rohre abgemindert wurde.

Am wichtigsten hierunter war der Fall mit biegeweichen Rohren, da

der zulässige Wert nach dem Verformungsnachweis überschritten wurde. Es soll jedoch darauf hingewiesen werden, daß der Einsatz entweder mit biegesteifen Rohren oder mit größeren Rohrnennweiten sowie die Nutzung des vernünftigen Berstkörpermodells die bessere Leistungsfähigkeit geben kann.

Eine mögliche Erweiterung mit anschließender statischer Berechnung ist die Anwendung der angegebenen Tabellen und Kurven-
tafeln im Sinne eines Bemessungsverfahrens oder einer Verbesserung der Verfahrenstechnik unter Berücksichtigung eines gewissen Sicherheitsfaktors in der Praxis.

Literaturverzeichnis:

- /1/ ACPA: American Concrete Pipe Association. American Concrete Handbuch, Virginia, USA, 1980.
- /2/ AHRENS, H.; LINDNER, E. und LUX, K.H.: Bemessungshilfen für kreisförmige Tunnel im Lockergestein unter Berücksichtigung der neuen Empfehlungen (1980) Taschenbuch für den Tunnelbau 1983, S. 77 - 160.
- /3/ AHRENS, H. und DUDDECK, H.: Statik der Stabtragwerke. Beton-Kalender 1981 I, Teil 1, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1981, S. 561 - 709.
- /4/ AHRENS, H. und DUDDECK, H.: Statik der Stabtragwerke. Beton-Kalender 1981, Teil 1, S. 561 - 709, Teil 1, S. 551 - 796.
- /5/ ATV-Arbeitsblatt A127: Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen. Abwassertechnische Vereinigung e.V., Arbeitsblatt A 127, Dezember 1984, ATV, D-5202 St. Augustin 1.
- /6/ ATV-Arbeitsblatt A161: Entwurf der Richtlinie für die statische Berechnung von Vortriebsrohren. Abwassertechnische Vereinigung e.V., Arbeitsblatt A161, September 1987, ATV, D-5202 St. Augustin 1.
- /7/ BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. und SCHIELDS, D.H.: The Pressuremeter and Foundation Engineering, Clausthal: Trans Tech Publication, 1978.

- /8/ BANZ, F.; MÖHR, H. und NOTTEBAUM, H.: Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonrohren. Die Bautechnik, Heft 6, Juni 1960, S. 205 - 208 und 6/1961, S. 202.
- /9/ BORESI et al: Advances Mechanics of Materials. 3rd Ed. John Wiley & Sons, 1978.
- /10/ BRANDL, H.: Belastung eingebetteter Rohre. Straße Brücke Tunnel 1/1970, S. 6 - 16 und 2/1970, S. 47 - 53.
- /11/ BRINK, K.: Theorie und Berechnung in einer Ebene gekrümmter Stäbe unter großer Verformung. Mitteilung aus dem Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Nr. 79-1, Ruhr-Universität Bochum, 1979.
- /12/ BRONSTEIN, I.N. und SEMENDJAJEW, K.A.: Taschenbuch der Mathematik. Verlag Hans Deutsch, 22. Auflage, Zürich und Frankfurt/M., 1985.
- /13/ CRAEMER, : Störungen von ebenen Spannungs- und Biegunszuständen durch eingeschlossene Fremdkörper. Ingenieur-Archiv, Band IV, 1933.
- /14/ DESAI, C.S. und ABEL, J.F.: Introduction to the Finite Element Method. A numerical Method for Engineering Analysis. Van Nostrand, Reinhold, Company, New York/Cincinnati/Toronto/Melbourne, 1972.
- /15/ DUDDECK, H.: Statik der Stabtragwerke. Beton-Kalender 1979, Teil 1, S. 551 - 796.
- /16/ DUDDECK, H.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln

im Lockergestein (1980). Die Bautechnik 10/1980, S. 349 - 356.

- /17/ DUDDECK et al: Empfehlung zur Berechnung von schild-
vorgetriebenen Tunneln (1973). Die Bautechnik, H. 8,
1973, S. 253 - 257.
- /18/ EGGER, P.: Einfluß des Post-Failure-Verhaltens von
Fels auf den Tunnelausbau unter besonderer Berück-
sichtigung des Ankerausbaus. Veröffentlichung des
Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik d.
Univ. Fridericiana, H. 57, Karlsruhe, 1973.
- /19/ ENGELBRETH, K.: Correspondence to Tunnel Stress
Analysis. Geotechnique 11 (1961), S. 246 - 248.
- /20/ ERDMANN, J.: Vergleich ebener und Entwicklung räum-
licher Berechnungsverfahren für Tunnel. Bericht-Nr.
83-40 aus dem Institut für Statik der Technischen
Universität Braunschweig, 1983.
- /21/ ERDMANN, J. und DUDDECK, H.: Statik der Tunnel im
Lockergestein - Vergleich der Berechnungsmodelle.
Bauingenieur 58 (1983), S. 407 - 414.
- /22/ FAHEY, M.: A study of pressuremeter Test in Dense
Sand. PhD. Thesis, University of Cambridge, 1980.
- /23/ FAHEY, M.: Expansion of a Thick Cylinder of Sand:
A Laboratory Simulation of the Pressuremeter Test,
Geotechnique 36, No. 3, 1986, S. 397 - 424.

- /24/ FALCONER, R.H.: Internationale Forschung und Praxis bei der Auslegung biegesteifer Entwässerungskanäle. Europäische Vereinigung der Steinzeugröhrenindustrie, Zürich, 1986.
- /25/ FALTER, B.: Berechnung freier und einseitiger elastisch gebetteter Kreisbögen und -ringe unter Außendruck mit großen Verschiebungen und Verdrehungen. Dissertation von der Fakultät für Bauwesen der Technischen Universität Hannover, 1975.
- /26/ FALTER, B.: Statikprogramme für Taschen- und Tischrechner, Teil 2, Werner Verlag, 1984.
- /27/ FENNER, R.: Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks. Glückauf Berg- und Hüttenmännische Zeitschrift 74 (1938), Nr. 32, S. 681 - 695, Nr. 33, S. 705 - 715.
- /28/ FLECK, H. und SONNTAG, G. Ermittlung der Biegung von Hohlraumaussteifungen (Auskelidungen) aus den Krümmungsänderungen der Abbruchkontur. Bauingenieur 53 (1978), H. 12, S. 471 - 478.
- /29/ FRÖHLICH, B.: Vergleichende Untersuchung an Hohlraumbauten mittels numerischer Berechnungen. Grundlagen und Anwendung der Felsmechanik, Koll. Karlsruhe 1978, TTP Clausthal 1978, S. 223 - 245.
- /30/ FUCHS, W.P.: Zuverlässigkeitsanalyse von Rohrleitungen aus unbewehrtem Beton. Dissertation des Insti-

tutes für Bauingenieurwesen III, Technische Universität München, 1982.

/31/ HAIN, H. und HORST, H.: Spannungstheorie I. und II. Ordnung für beliebige Tunnelquerschnitte unter Berücksichtigung der einseitigen Bettungswirkung des Bodens. Strasse Brücke Tunnel 22 (1970), H. 4, S. 85 - 94.

/32/ HAIN, H. und HORST, H.: Gültigkeitsgrenzen der Theorie II. Ordnung bei der Berechnung kreisförmiger Tunnelquerschnitte. Strasse Brücke Tunnel 23 (1971), H. 3, S. 64 - 68.

/33/ HAIN, H. und HORST, H.: Zur Frage der radialen und tangentialen Bettung schildvorgetriebener Tunnel. Strasse Brücke Tunnel 26 (1974), H. 1, S. 12 - 20.

/34/ HARTMANN, F.: Elastizitätstheorie des ausgekleideten kreisförmigen Tunnelhohlraumes und des eingebohrten kreisförmigen Rohres. Straße Brücke Tunnel 8 (1979), S. 209 - 215; 9/1970, S. 241 - 246; 1/1972, S. 13 - 20; 2/1972, S. 39 - 45.

/35/ HEIMESHOFF, B.: Praktische Spannungsberechnung für den gekrümmten Träger mit Rechteckquerschnitt. Die Bautechnik 4/1967, S. 135 - 140.

/36/ HORNUNG, K. und KITTEL, D.: Statische Berechnung von Rohren aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Handbuch für Rohre aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton.

ton, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1978.

- /37/ **HOWE, H.:** Biegezugspannungen des gekrümmten Stabes.
Steinzeug-Information 2/65, S. 9 - 12, 1965.
- /38/ **HSIEH, T.K.:** Zuschnitt zu Morgan /62/ 11, No. 1,
1961, S. 364.
- /39/ **INGWESEN, J.B.:** Statische Berechnung von unbewehrten
Betonrohren mit Fuß auf Grund einer neuen Bruchtheo-
rie. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 4/82,
1982.
- /40/ **JESSBERGER, H.-L.:** Grundbautechnik und Erdstatik II,
Vertiefung Teil 1. Vorlesungskriptum des Lehrstuhls
für Grundbau und Bodenmechanik, 1986.
- /41/ **KASTNER, H.:** Statik des Tunnel- und Stollenbaus.
Springer, 2. Auflage, Berlin, Heidelberg, New York,
1971.
- /42/ **KATZENBACH, R.:** Entwicklungstendenzen beim Bau und
der Berechnung oberflächennaher tunnel in bebautem
Stadtgebiet. Mitteilungen der Versuchsanstalt für
Bodenmechanik und Grundbau der Technischen
Hochschule Darmstadt, H. 24, 1981.
- /43/ **KATZENBACH, R. und BRETH, H.:** Zur Standsicherheit
oberflächennaher Tunnel. Bauingenieur 58 .(1983),
Springer-Verlag, S. 201 - 207.
- /44/ **KEDING, M., STEIN, D. und WITTE, H.:** Ergebnisse

einer Umfrage zur Erfassung des Istzustandes der Kanalisation in der Bundesrepublik Deutschland. Korrespondenz Abwasser 2/87, 1987, S. 118 - 122.

- /45/ KLEIN, G.K.: Die Berechnung von im Boden verlegten Rohren. Staatsverlag für Bauliteratur, Moskau, 1951.
- /46/ LAWO, M. und THIERAUF, G.: Stabtragwerke, Matrizenmethoden der Statik und Dynamik, Teil I.: Statik. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig / Wiesbaden, 1980.
- /47/ LEHMANN, T.: Elemente der Mechanik II, Elastostatik, Verlag Vieweg, Braunschweig, 1975.
- /48/ LEONHARDT, G.: Einfluß der Bettungssteifigkeit auf die Tragfähigkeit und die Verformungen von flexiblen Rohren. Straße Brücke Tunnel 24 (1972), H. 3, S. 63 - 68.
- /49/ LEONHARDT, G.: Die Belastung von starren Rohrleitungen unter Dämmen. Mitteilungen Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, 1973.
- /50/ LEONHARDT, G.: Spannungszustände in der Umgebung von überschütteten Betonrohren. Straße Brücke tunnel 12/1973, S. 324 - 329.
- /51/ LEONHARDT, G.: Die Belastung von erdverlegten Rohren

- unterschiedlicher Steifigkeit unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens des eingebauten Bodens. 3R International, H. 3/4, März-April 1977, S. 176 - 180.
- /52/ LEONHARDT, G.: Die Erdlasten bei überschütteten Durchlässen. Die Bautechnik, Heft 11, Nov. 1979, S. 361 - 368.
- /53/ LEONHARDT, G.: Einige Bemerkungen zum statischen und bodenmechanischen Konzept des ATV-Arbeitsblattes A 127, Korrespondenz Abwasser 6/84, 1984, S. 528 - 531.
- /54/ LOMBARDI, G.: Der Einfluß der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen. Schweizerische Bauzeitung 87 (1969) H. 3, S. 39 - 47.
- /55/ LUX, K.H. und ROKAHR, R.B.: Dimensionierungsgrundlagen im Salzkavernenbau. Taschenbuch für den Tunnelbau 1980, Verlag Glückauf, Essen 1979, S. 240 - 318.
- /56/ MAIDL, B.: Handbuch des Tunnel- und stollenbaus, Band I, Konstruktionen und Verfahren. Verlag Glückauf, Essen, 1984.
- /57/ MAIDL, B. und GEISSLER, E.: Ein Beitrag zur Bewertung von Bauzuständen im Tunnelbau. Konstruktiver Ingenieurbau in Forschung und Praxis, Festschrift W. Zerna KIB, Werner Verlag, Düsseldorf, 1976.
- /58/ MAIDL, B. und GEISSLER, E.: Ein Beitrag zur Bewer-

tung von Bauzuständen im Tunnelbau. Berichte 2. Nationale Tagung über Felsmechanik, Aachen, DGEG Essen 1976, S. 211 - 230.

- /59/ MARQUARDT, E.: Rohrleitungen und geschlossene Kanäle. Handbuch für Eisenbetonbau, Band IX, 4. Kapitel, 4. Auflage. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1934.
- /60/ MARSTON, A.: The Theory of External Loads on closed Conduits in the Light of the latest Experiments. Iowa Eng. Exp. Stat., Bull No. 96, Ames Iowa, 1930.
- /61/ MEISSNER, H.: Zur Bemessung des Ausbaues von tunneln im Lockergestein, die im Schildvortrieb ausgefahren wurden. Der Bauingenieur 38/1963, H. 4, S. 148.
- /62/ MORGAN, H.I.: A Contribution to the Analysis of Stress in a Circular Tunnel. Geotechnique 11, No. 1, 1961, S. 37 - 46.
- /63/ NETZER, W.: Beitrag zur Bemessung der Ankerung und Auskleidung von Tunneln in setzungsempfindlichen Gelände. Veröff. d. Inst. für Mechanik II der Univ. Innsbruck, Nr. 6, Innsbruck, 1976.
- /64/ NETZER, W.: Vorschlag zur allgemeinen Berechnung erdverlegter Rohrleitungen. Die Bautechnik 5 1980, S. 167 - 170.
- /65/ NETZER, W.: Statische Berechnung erdverlegter

Rohrleitungen mit genormten Querschnitten. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1980.

- /66/ N.N.: Pipe Bursting, Micro Tunnelling, Vol. 3, No. 1, 1987, S. 20 - 25.
- /67/ PETERSON, : Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig, 1980.
- /68/ PFLÜGER, A.: Statik der Stabtragwerke. Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg / New York, 1978.
- /69/ POULOS, H.G. und DAVIS, E.H.: Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley & Sons Inc., New York, 1980.
- /70/ ROSKE, K.: Betonrohr Taschenbuch. Herausgegeben von Bundesverband der Betonindustrie E.v., Bonn, 1956.
- /71/ ROSKE, K.: Betonrohre nach DIN 4032, Belastung und Tragfähigkeit. Bauverlag GmbH, Wiesbaden, 1961.
- /72/ RUBIN, H.: Das Drehwinkelverfahren zur Berechnung biegesteifer Stabwerke nach Elastizitäts- oder Fließgelenktheorie I. und II. Ordnung unter Berücksichtigung von Vorverformungen. Bauingenieur 55 (1980), S. 81 - 92.
- /73/ SATTLER, K.: Die neue Österreichische Tunnelbauweise, Teil II: Statische Wirkungsweise und Bemessung. Bauingenieur 40 (1965), H. 8, S. 297 - 301.

- /74/ SCHERLE, M.: Rohrvortrieb, Band 3: Berechnungsbeispiele, Kommentar. Bauverlag, 1984.
- /75/ SCHMID, H.: Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitigen Beziehungen. Springer Verlag, Berlin /Wien, 1926.
- /76/ SCHNEIDER, K.-J.: Statisch unbestimmte ebene Stabwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1973.
- /77/ SCHULZE, H. und DUDDECK, H.: Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln. Beton und Stahlbetonbau 8/1964, S. 169 - 175.
- /78/ SCHWARZ, C.W. und AZZOUZ, A.S.: Finite Element Analysis of Underground Structures. in: Nonlinear Finite Element Analysis and ADINA (Ed. by K.-J. BATHE), Proc. of the Adina Conf., August 1979.
- /79/ SEEGER, G.: Die Sicherheit im Tunnelbau. Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenbauwesen in ÖIAV, H. 67, 1970, S. 17 - 21.
- /80/ SEEGER, G.: Zur Tunnelberechnung in druckhaftem Gebirge. Rock Mechanics, Suppl. 6, 1978, S. 103 - 113.
- /81/ SEMPRICH, S.: Berechnung der Spannungen und Verformungen im Bereich der Ortsbrust von Tunnelbauwerken im Fels. Veröff. d. Inst.f. Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, H. 8, Aachen, 1980.

- /82/ N.N.: Sewerage Rehabilitation Manual. Water Authorities Association, Water Research Center, Großbritannien, 1983.
- /83/ SONNTAG, G. und FLECK, H.: Zum Bettungsmodul bei Tunnelauskleidungen. Ingenieur-Archiv 45 (1976), H. 4, S. 269 - 273.
- /84/ SPANG, J.: Statische Berechnung der Beanspruchung von in Lockergestein eingebetteten, biegsamen homogenen Auskleidungen am Beispiel des Schwaikhaimer Tunnels. Brücke und Strasse 19 (1967) H. 5, S. 125 - 133; H. 6, S. 159 - 170.
- /85/ SPANGLER, M.G.: The Supporting Strength of Rigid Pipe Culvert Iowa Eng. Exp. Stat., Bull No. 37 Ames, Iowa, 1933.
- /86/ SPANGLER, G.: Culverts and Conduits. Kap. 11 von Foundation Engineering von Leonhards, G.A., Mc Graw-Hill Book Comp. Inc., 1962.
- /87/ STEIN, D.; MÖLLERS, K. und NIEDEREHE, W.: Erneuerung von Abwasserkanälen und -leitungen unter besonderer Berücksichtigung des Berstverfahrens. Taschenbuch für den Tunnelbau 1987, Glückauf Verlag, Essen.
- /88/ SZECHY, K.: Tunnelbau, Springer-Verlag, 1966, S. 297 - 327.
- /89/ SZILARD, R.: Finite Berechnungsmethoden der Strukturmechanik, Band 1, Stabwerke. Verlag von Wilhelm

Ernst & Sohn, Berlin/München, 1980.

- /90/ TERZAGHI, K.: Stress Distribution in dry Sand and in saturated Sand above a yielding Trap-down. Proc. of Int. Conf. of Soil Mech., Vol 1, Cambridge, 1936, S. 307 - 311.
- /91/ TERZAGHI, K. und JELLINEK, R.: Theoretische Bodenmechanik. Springer Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1954.
- /92/ TIMOSCHENKO, S. und YOUNG, D.H.: Elements of Strength of Materials. 5th Ed., D. Van Nostrand Co. Inc., 1968.
- /93/ TROTT, J.J. und STEVENS, J.B.: The Load-carrying capacity of cracked Rigid Pipes - a Preliminary Study. TRRL Supplementary Report 534, Department of the Environment and Transport, Transport and Road Research Laboratory, Berkshire, Großbritannien, 1980.
- /94/ TROTT, J.J., NATH, P. und O'REILLY, M.P.: Longitudinally cracked Pipes and their structural Capacity. Restoration of Sewerage Systems. Thomas Telford Ltd., London, 1982.
- /95/ VOLLSTEDT, H.W.: Berechnung von rotationssymmetrischen Kavernen bei rheologischem Gebirgsverhalten. Bericht Nr. 78-26 aus dem Inst. f. Statik d. TU Braunschweig, 1978.
- /96/ VOELLMY, A.; Die Bruchsicherheit eingebetteter

Rohre. Dissertation der TH Zürich: Verlag Gebr. Lohmann u. Co., 1937.

- /97/ WETZORKE, M.: Über die Bruchsicherheit von Rohrleitungen in parallelwandigen Gräben. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, 1960.
- /98/ WINDELS, R.: Spannungstheorie zweiter Ordnung für den teilweise gebetteten Kreisring. Die Bautechnik 43, H. 8, 1966, S. 265 - 274.
- /99/ WINDELS, R.: Kreisring im elastischen Kontinuum. Der Bauingenieur 42/1967, 4.12, S. 429 - 439.
- /100/ WINKLER, W.: Anwendung der Federanalogie bei der statischen Berechnung von kreisförmigen Tunnelprofilen. Schweizerische Bauzeitung 88 (1970), H. 44, S. 991 - 993.
- /101/ WISSMANN, W.: Zur statischen Berechnung beliebig geformter Stollen- und Tunnelauskleidungen mit Hilfe von Stabwerksprogrammen. Der Bauingenieur 43/1968, H. 1, S. 1 - 8.
- /102/ WITTKE, W.: Anwendung der Finite-Element-Methode auf den Entwurf von untertägigen Dämmen. Erzmetall 26, H. 2, 1973.
- /103/ WITTKE, W.: Neues Entwurfskonzept für untertägige Hohlräume in klüftigem Fels. Veröff. d. Inst. f. Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Ver-

kehrswasserbau der RWTH Aachen, H. 1, Aachen, 1976.

- /104/ WÖLFER, K.H.: Elastisch gebettete Balken. 3. Auflage, Bauverlag, Wiesbaden, 1971.
- /105/ WUNDERLICH, W.: Zur Leistungsfähigkeit der Methode der finiten Elemente, dargestellt an zwei Programmsystemen. Finite Berechnungsmethoden im Konstruktiven Ingenieurbau. Mitteilung Nr. 76-8 des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1976, Beitrag II.
- /106/ YOUNG, O.C. und TROTT, J.J.: Buried Rigid Pipes, Structural Design of Pipelines. Elsevier Applied Science Publishers, London and New York, 1984.
- /107/ ZÄSCHKE, W.: Die statische Berechnung von Abwasserkanälen. Steinzeug-Information 2/68, S. 5 - 21, 1968.

Liste der verwendeten Zeichen

A	= Fläche
a	= relative Ausdehnung
$\underline{a}$	= Zuordnungsmatrix
b	= Grabenbreite / Rohrlänge
c	= Kohäsion
c_h, c_v, c_v^*	= Verformungsbeiwerte
c_{v1}	= Verformungsbeiwert infolge vertikaler Belastung
d	= Durchmesser
d_a, d_i	= Außen- und Innendurchmesser
E, E_B	= Elastizitätsmodul, Verformungsmodul des Bodens
E_a	= Elastizitätsmodul der Auskleidung
E_k	= Elastizitätsmodul des Kontinuums
E_R	= Elastizitätsmodul des Rohrwerkstoffes
E_s	= Steifemodul des Bodens
F	= Fläche / Einzellast
F_N	= Scheiteldruckkraft
$\underline{G}$	= Gesamtsteifigkeitsmatrix
h	= Überdeckungshöhe
h_1, h_2	= Abstand von der Nullachse
I	= Trägheitsmoment
J	= Polarträgheitsmoment
K	= Seitenerddruckbeiwert
K_P	= Passiverddruckbeiwert
$\tilde{\underline{k}}$	= lokale Steifigkeitsmatrix
$\underline{k}$	= globale Steifigkeitsmatrix
k_r, k_t	= Radial- und Tangentialbettungsmodul
L, l	= Stablänge

M	= Biegemoment
N	= Normalkraft
$\underline{P}$	= Spaltenvektor der äußeren Knotenlasten
P_E	= Erdlast
p_o	= Flächenlast
p_r, p_t	= Fourrierkoeffizient für radiale und tangentielle Bodenspannung
p_v	= Verkehrslast
Q	= Querkraft
q_h, q_v	= horizontale und vertikale Belastung
q_h^*	= horizontaler Bettungsreaktionsdruck
R, r	= Radius
r_a, r_i	= Außen- und Innenradius
r_{ik}	= Innenradius des Bruchkörpers
r_m	= mittlerer Radius
S_{Bh}, S_{Bv}	= horizontale und vertikale Bettungssteifigkeit
S_R	= Rohrsteifigkeit
s	= Waddicke
$\underline{\tilde{s}}$	= lokale Stabendkräfte
$\underline{s}$	= globale Stabendkräfte
$\underline{T}$	= Transformationsmatrix
$\underline{T}^t$	= transponierte Transformationsmatrix
$TW_{,h}, TW_{,v}$	= Tabellenwerte infolge horizontaler und vertikaler Belastung nach /65/
$\underline{U}$	= Übertragungsmatrix
$u, v, \psi, \varphi, \tau$	= Knotenverschiebungen und -drehungen (Stabtragwerk)
$u(U), v$	= radiale und tangentielle Verschiebung (Tunnelstatik)
u, w, φ	= Verformungen des Balkens

V	= Vertikale Kraft
V_{RB}	= Systemsteifigkeit
V_s	= Steifigkeitsverhältnis nach /5/
$\tilde{v}$	= Einheitsknotenverschiebung oder -drehung
$\tilde{\underline{v}}$	= lokale Knotenverschiebung
$\underline{v}$	= globale Knotenverschiebung
W	= Widerstandsmoment / elastische Verformung
W_g	= gesamte Radialverschiebung
W_v	= Vorverformung
X_1, X_2, X_3	= Ersatzkräfte
Y	= Steifigkeitsverhältnis nach /103/
$\underline{Z}$	= Zustandsvektor
α	= Krümmungsfaktor/Drehwinkel/relative Biegesteifigkeit
α_m	= Winkel der Leitlinie vom Rohrscheitel
β	= Böschungswinkel/Auflagerwinkel des Bruchkörpers/ relative Ring-Dehnsteifigkeit
γ	= Wichte des Bodens
Δ	= Hohlraumgröße
$\Delta\alpha$	= Bruchkörpergröße
Δd_v	= vertikale Durchmesseränderung
δ	= Wandreibungswinkel
$\delta_1, \delta_2, \delta_3$	= Knotenverschiebungen
ε	= Dehnung
ζ	= Abstand von der Nullachse /46/
η	= Verhältnis der vertikalen Rohrdurchbiegung zu der Bodenverformung /64, 65/
θ	= Elementwinkel

κ, κ_0	= Abminderungsfaktor für eine Grabenlast und eine Flächenlast nach der Silotheorie
λ_B, λ_R	= Konzentrationsfaktor im Boden neben und über dem Rohr
$\lambda_{BG}, \lambda_{RG}$	= Konzentrationsfaktor im Boden neben und über dem Rohr für Grabenleitungen
ν	= Poissonzahl
$\sigma, \sigma_h, \sigma_v$	= Bodenspannungen
$\sigma_{r\theta z}$	= Ringbiezugspannung
τ	= Scherfestigkeit / Stabendwinkel
φ	= Drehwinkel in Polarkoordinaten/Knotendrehwinkel
φ	= innerer Reibungswinkel
ψ	= Stabdrehwinkel
ω	= Proportionalitätsfaktor

BILDERVERZEICHNIS

Bild 2.1	Typisches Rohrverhalten entsprechender Systemsteifigkeit für $E_s = 1$ und 10 MN/m^2 (YOUNG und TROTT, 1984) /106/	10
Bild 2.2	Leitungszone und Bodenzonen bei Rohrverlegung (nach DIN 4033 und ATV-Arbeitsblatt A127)	13
Bild 2.3	Entwicklung der Rißbildung am Rohrumfang	15
Bild 2.4	Typische Schadensbilder und Rohrrisse nach YOUNG und TROTT (1984) /106/	16
Bild 2.5	Rißbildung nach der Scheiteldruckprüfung	17
Bild 2.6	Statisches Berstverfahren bei Leitungserneuerung	19
Bild 2.7	Modelle der Berstkörper beim Berstverfahren	20
Bild 3.1	Verschiebung der Bruchkörper während des Berstens	26
Bild 3.2	Erforderliche Bodenspannung beim Biegebruch für Einfeldbögen	27
Bild 3.3	Erforderliche Bodenspannung beim Biegebruch für Kragbögen	27
Bild 4.1	Beanspruchung des gekrümmten Stabes	31
Bild 4.2	Widerstandsmoment verschiedener Rohre in Abhängigkeit vom Radius-Wanddicke-Verhältnis	33
Bild 4.3	Zusammenstellung der Berechnungsmethoden zur Tragwerkanalyse /89/	35
Bild 4.4	Statisch bestimmtes Hauptsystem beim Kraftgrößenverfahren	36
Bild 4.5	Belastungs- und Auflagerdruckverteilung	39
Bild 4.6	Berechnungsmodelle in der Tunnelstatik /43/	41
Bild 4.7	Umlagerung der Bodenspannung	43
Bild 4.8	Primäre Spannungen und Erddruckansatz	44
Bild 4.9	Analytisches Kontinuumsmodell	47
Bild 4.10	Schnittgrößen beim Kontinuumsmodell /21/	49
Bild 4.11	Zustandsgrößen beim Teilbettungsmodell und vollständigen Kontinuumsmodell /2/7/	53

Bild 4.12	Zustandsgrößen des Stabelementes im lokalen Koordinatensystem	59
Bild 4.13	Endschnittgrößen des Stabelementes	62
Bild 5.1	Spannungsumlagerung nach der Silotheorie	66
Bild 5.2	Entwicklung des statischen Berechnungsverfahrens der Belastung eingebetteter Rohre	68
Bild 5.3	Umlagerung der Bodenspannungen in Damm- und Grabenleitungen	69
Bild 5.4	Belastungsverteilung auf dem Rohr	74
Bild 5.5	Verformungsmoduln in Abhängigkeit von den Proctordichten und den Bodengruppen /5/	77
Bild 5.6	Zerlegung der Stabkräfte auf die Auflager	80
Bild 5.7	Ähnlichkeitsmodell mit den Rohren beim Stabwerksprogramm	82
Bild 5.8	Elementunterteilung und Belastungsanordnung in Rechenmodellen	84
Bild 5.9	Flußdiagramm der Berechnungsdurchführung in der Modellanordnung	85
Bild 5.10	Das Maßgebende Rechenmodell	86
Bild 6.1	Schnittgrößenverläufe biegesteifer Rohre beim Bersten (Steinzeugrohr DN 200)	102
Bild 6.2	Sicherheitsbeiwerte biegesteifer Rohre beim Bersten (Hydraulischer Druck = $0,5 \text{ N/mm}^2$)	103
Bild 6.3	Vergleich der vertikalen und horizontalen Belastungen nach verschiedenen Berechnungsverfahren	105
Bild 6.4	Vergleich der Schnittgrößen biegesteifer Rohre	108
Bild 6.5	Vergleich der Firstdurchbiegung biegeweicher Rohre	109
Bild 6.6	Sicherheitsbeiwerte nach ATV-A127 mit dem Stabwerksprogramm	110
Bild 6.7	Typische Schnittgrößenverläufe der Rohre mit dem Stabwerksprogramm	111
Bild 6.8	Zustandsgrößenverläufe infolge Belastungen durch die Bruchkörper	115
Bild 6.9	Zuwachsfaktoren für die Zustandsgrößen biegeweicher Rohre	118

Im Anhang

Bild A1	Bruchkörperanordnung und Modellierung	155
Bild A2-A5	Erforderliche Bodenspannung in Abhängigkeit von der Bruchkörpergröße (STZ) bei Einfeldbögen	157-58
Bild A6-A9	Erforderliche Bodenspannung in Abhängigkeit von der Bruchkörpergröße (STZ) bei Kragbögen	159-60
Bild A10-A13	Erforderliche Bodenspannung in Abhängigkeit von der Bruchkörpergröße (Beton) bei Einfeldbögen	161-62
Bild A14-A17	Erforderliche Bodenspannung in Abhängigkeit von der Bruchkörpergröße (Beton) bei Kragbögen	163-64
Bild A18-A21	Verschiebung der Steinzeugbruchkörper	165-66
Bild A22-A25	Verschiebung der Betonbruchkörper	167-68
Bild A26-A29	Hohlraumgröße zwischen den Steinzeugbruchkörpern und dem Einsatzrohr	169-70
Bild A30-A33	Hohlraumgröße zwischen den Betonbruchkörpern und dem Einsatzrohr	171-72
Bild A34-A37	Hohlraumfläche zwischen den Steinzeugbruchkörpern und dem Einsatzrohr	173-74
Bild A38-A41	Hohlraumfläche zwischen den Betonbruchkörpern und dem Einsatzrohr	175-76

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1	Rohrnennweite und ihre physikalische Eigenschaft	11
Tabelle 3.1	Rohrbiegesteifigkeit im Vergleich	22
Tabelle 4.1	Zustandsgrößen beim Kontinuumsmodell nach ERDMANN und DUDDECK (1983)	49
Tabelle 4.2	Radiale und tangentielle Bettungsmoduln (ERDMANN, 1983)	52
Tabelle 5.1	Steifemoduln verschiedener Bodenarten /104/	76
Tabelle 6.1	Vergleich der Sicherheitsbeiwerte beim Bersten von Steinzeugrohren mit gleicher Nennweite im ungünstigen Zustand	114

Im Anhang

Tabelle A1	Rohrwidestandsmoment nach verschiedenen Autoren	177
Tabelle A2	Berechnungsergebnisse der Probemodelle mit unterschiedlichen Elementanzahlen	178
Tabelle A3	Ähnlichkeitsmodelle bei der Rohrstatik mit Hilfe des Stabwerksprogramms	179
Tabelle A4	Zustandsgrößen beim Bersten in Steinteug- und Betonrohren (Modellserie I)	180
Tabelle A5	Berechnung der Belastungen und Zustandsgrößen nach dem ATV-Arbeitsblatt A127 (1984)	182
Tabelle A6	Zustandsgrößen der Rohre ohne die Bruchkörper (Modellserie II)	184
Tabelle A7	Zustandsgrößen der Rohre nach unterschiedlichen Berechnungsmodellen	185
Tabelle A8	Rechenmodelle entsprechend der Bruchkörperver- teilung auf die Einsatzrohre (Modellserie III)	189
Tabelle A9	Grundsätzliche Lastannahmen verschiedener Rohrnennweiten (Modellserie III)	190
Tabelle A10	Zustandsgrößen bei den Rechenmodellen in Modellserie III	191
Tabelle A11	Rechenmodelle der biegesteifern und biegeweichen Rohre mit den Bruchkörpern aus Steinzeug- und Betonrohren (Modellserie IV)	200

Tabelle A12	Zustandsgrößen bei den Rechenmodellen in Modellserie IV	202
Tabelle A13	Rechenmodelle der biegesteifern und biegeweichen Rohre mit den Bruchkörpern aus Steinzeugrohren in ungünstigen Zuständen (Modellserie V)	204
Tabelle A14	Zustandsgrößen bei den Rechenmodellen in Modellserie V	206
Tabelle A15	Rechenmodelle der Rohre mit gleichen Größen der Belastungen (Modellserie VI)	208
Tabelle A16	Zustandsgrößen bei den Rechenmodellen in Modellserie VI	209
Tabelle A17	Zustandsgrößen biegeweicher Rohre ohne die Bruchkörper nach der Spannungstheorie I. und II. Ordnung (Modellserie VII)	210
Tabelle A18	Elastische Radialdurchbiegung der Bogenträger unter dem Bodendruck 1 N/mm^2 (mm)	211
Tabelle A19	Sicherheitsbeiwerte für die Steinzeug- und Betonrohre beim Bersten	211
Tabelle A20	Vertikale und horizontale Belastung nach verschiedenen Berechnungsverfahren	212
Tabelle A21	Zuwachsfaktoren für die Momente und die Firstdurchbiegung	212

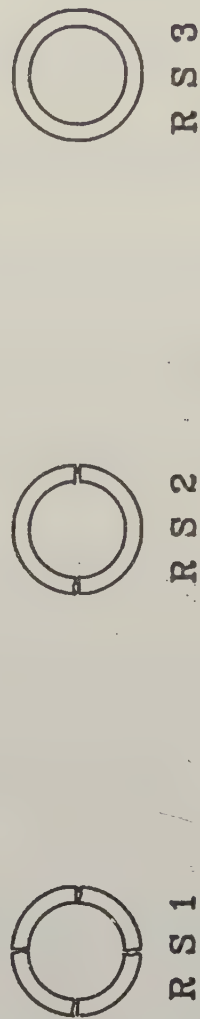
ANHANG

Bild A1 Bruchkoerperanordnungen und Modellierung

Berstkoerper:



Rohrschaeden:



Bruchkoerperanordnungen:

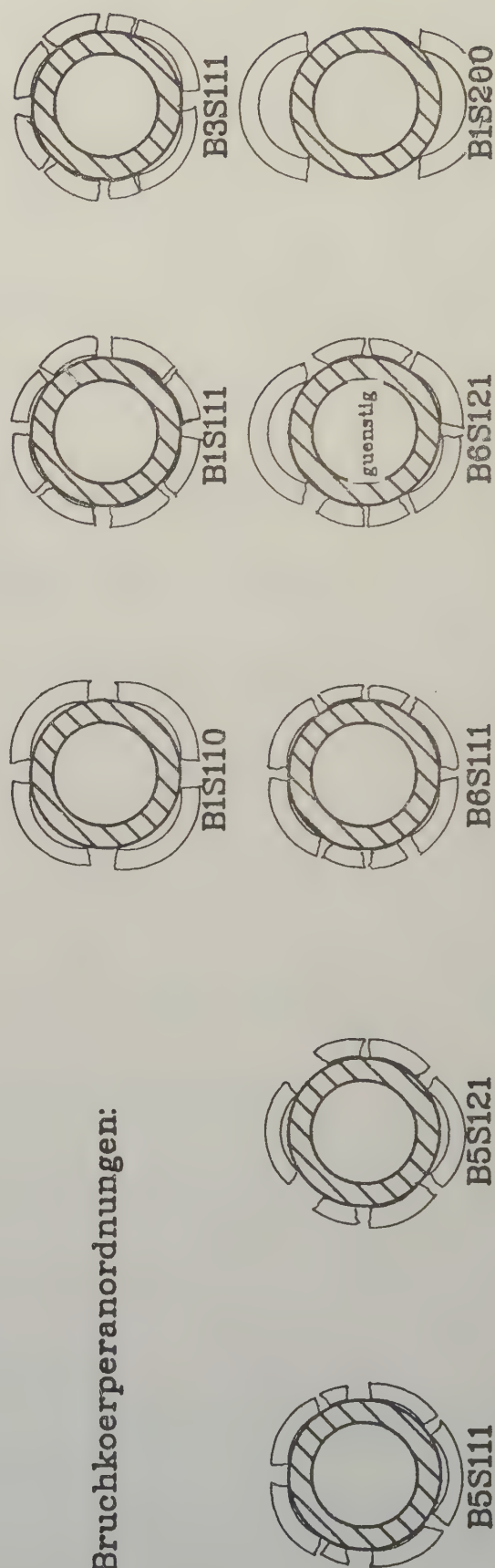
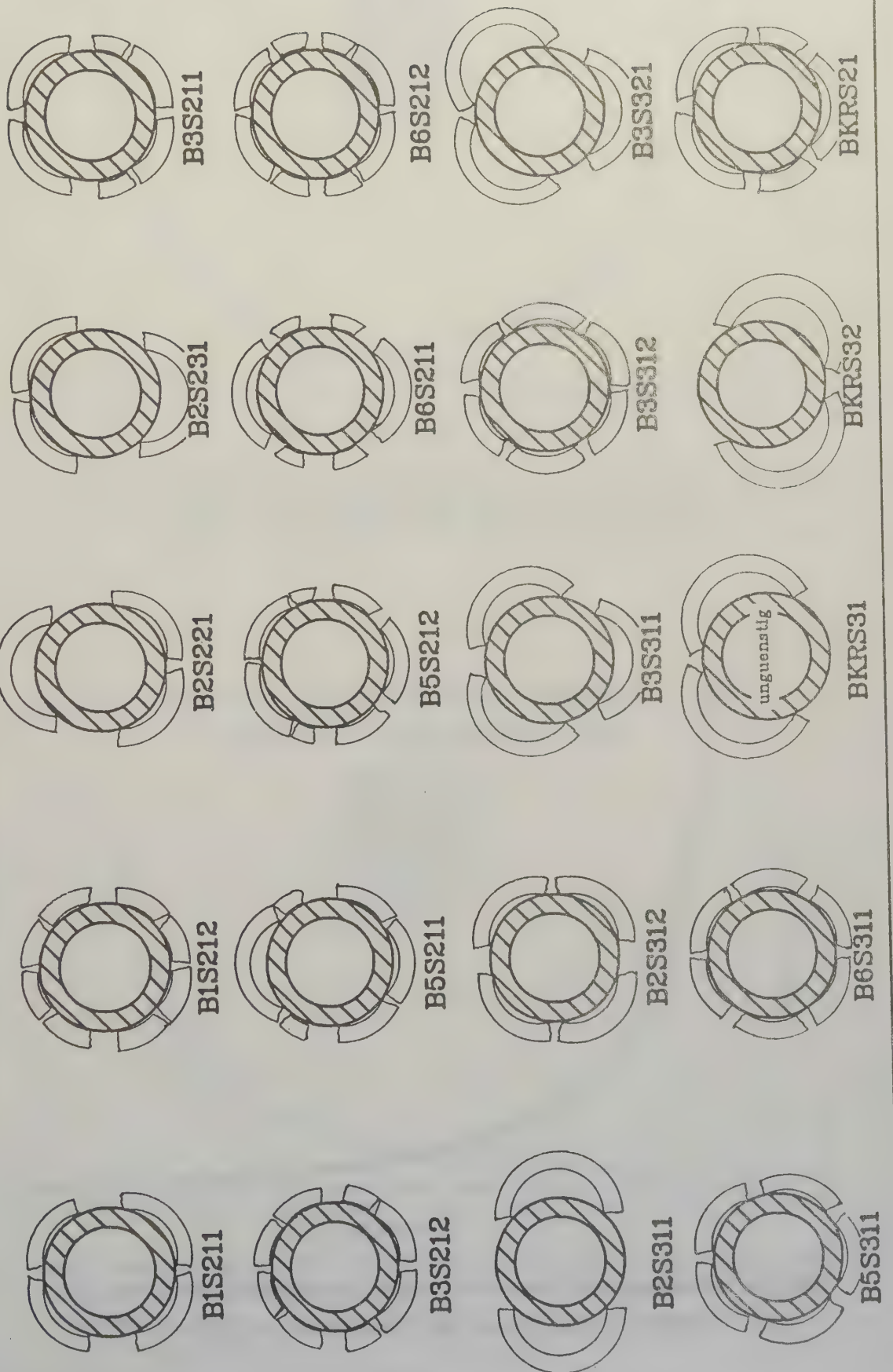


Bild A1 Fortsetzung



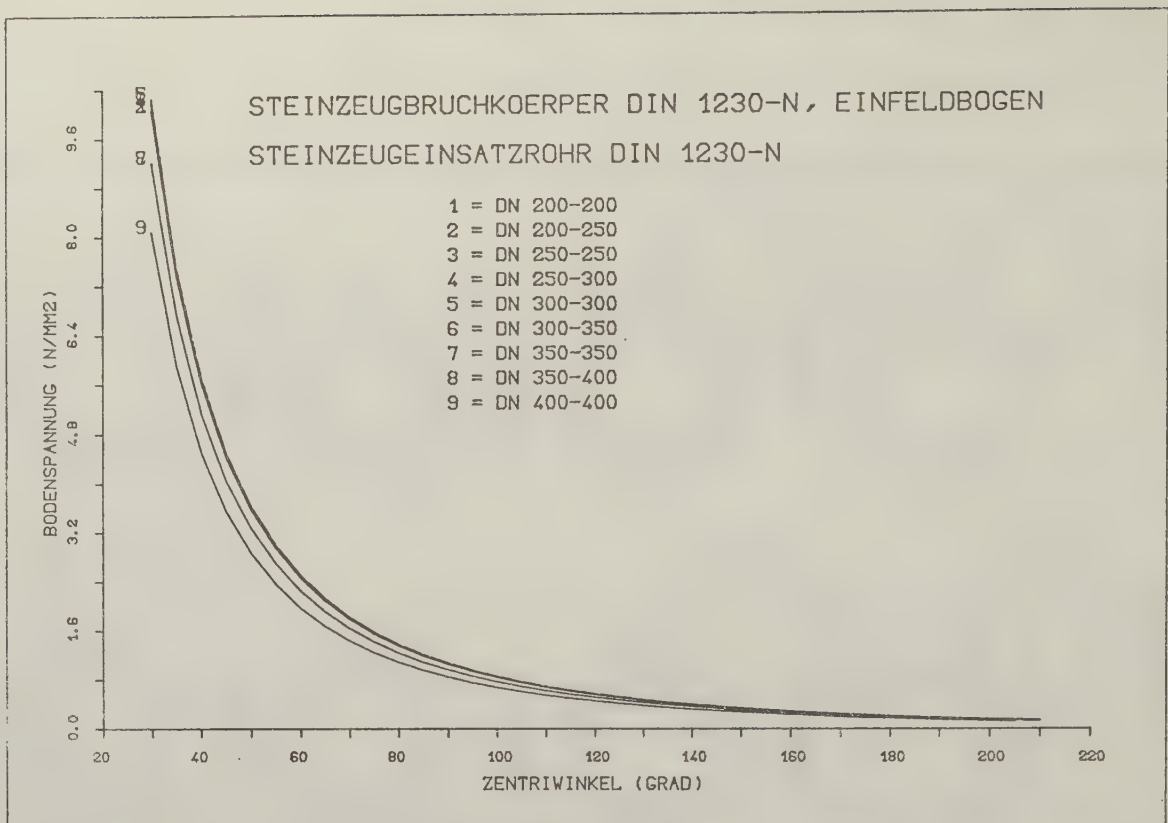


Bild A2 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Einfeldboegen (STZ - STZ)

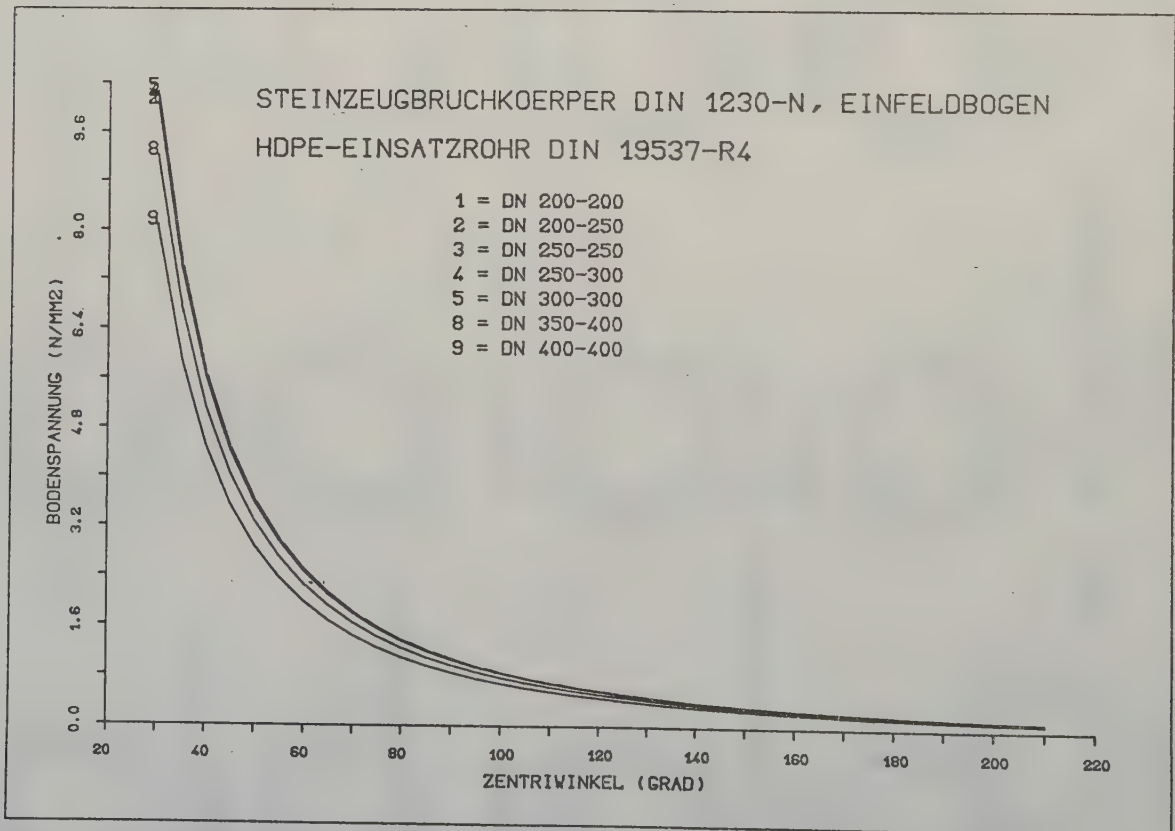


Bild A3 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Einfeldboegen (STZ - HDPE)

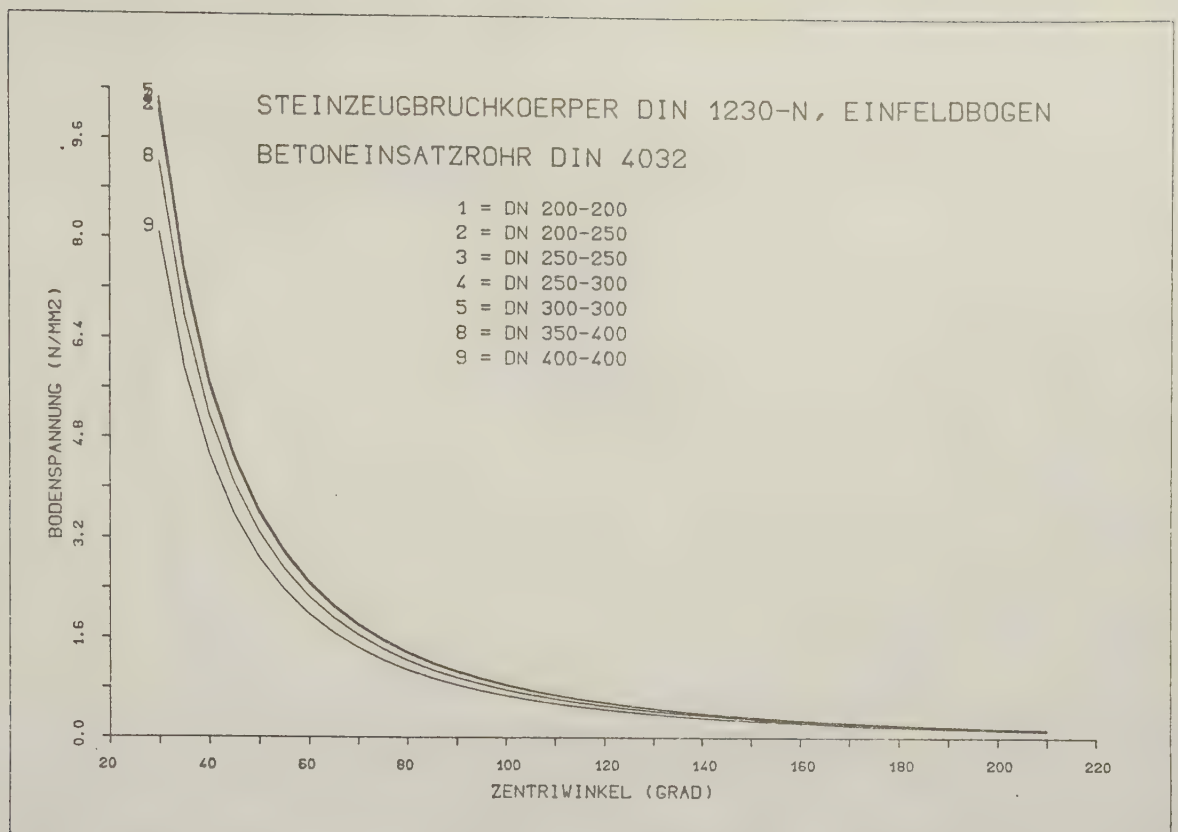


Bild A4 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergrosse bei Einfeldboegen (STZ - Beton)

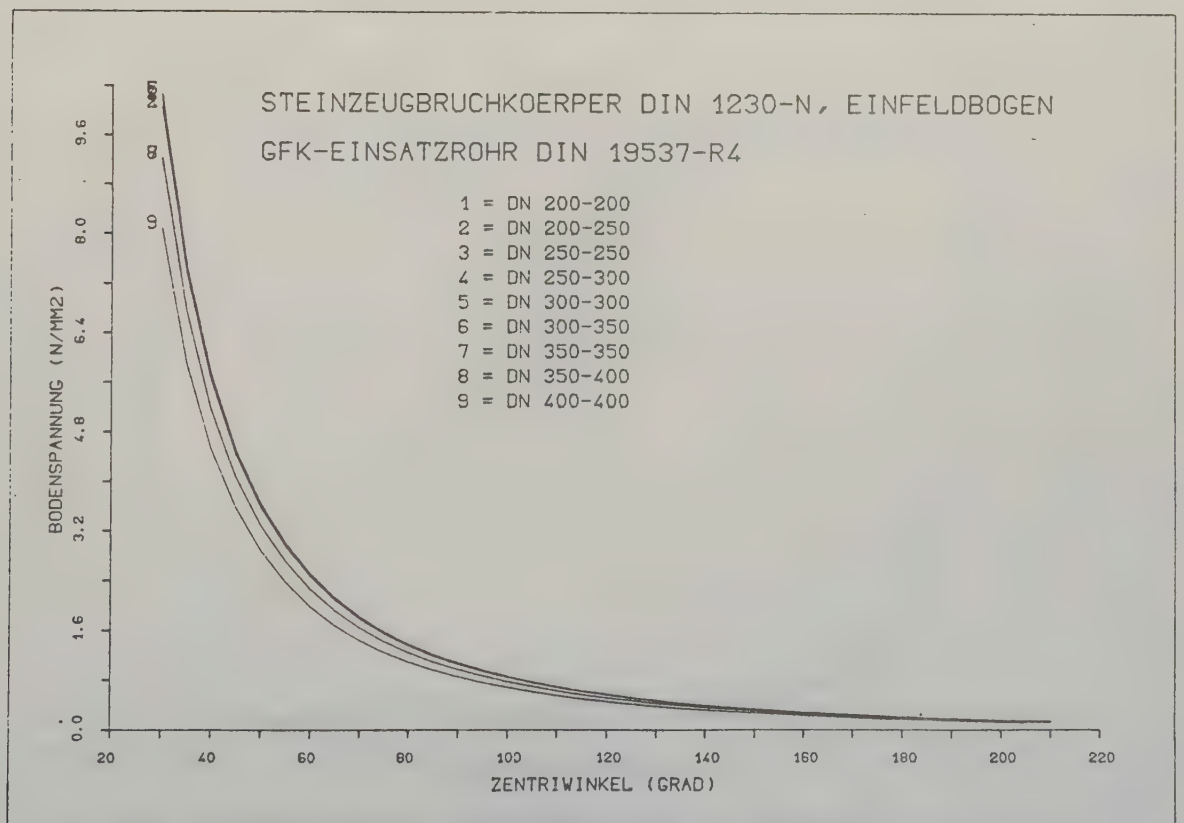


Bild A5 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergrosse bei Einfeldboegen (STZ - GFK)

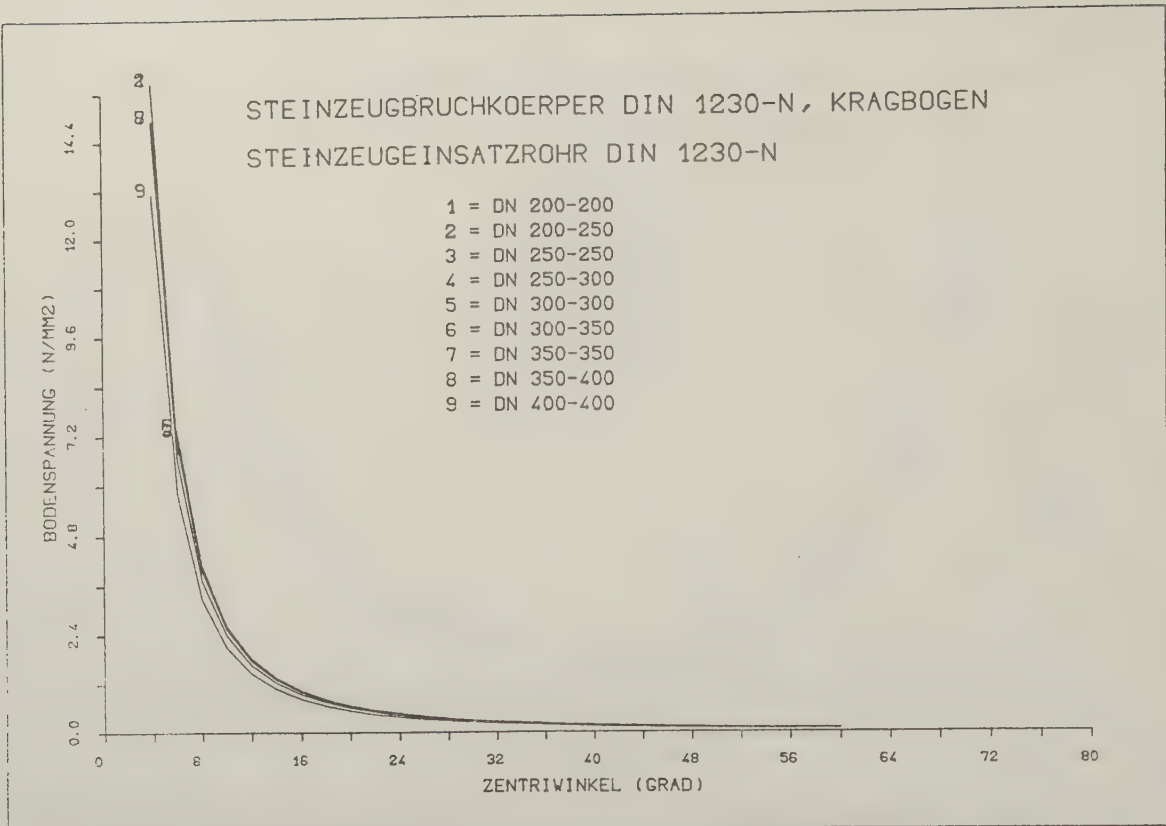


Bild A6 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Kragboegen (STZ - STZ)

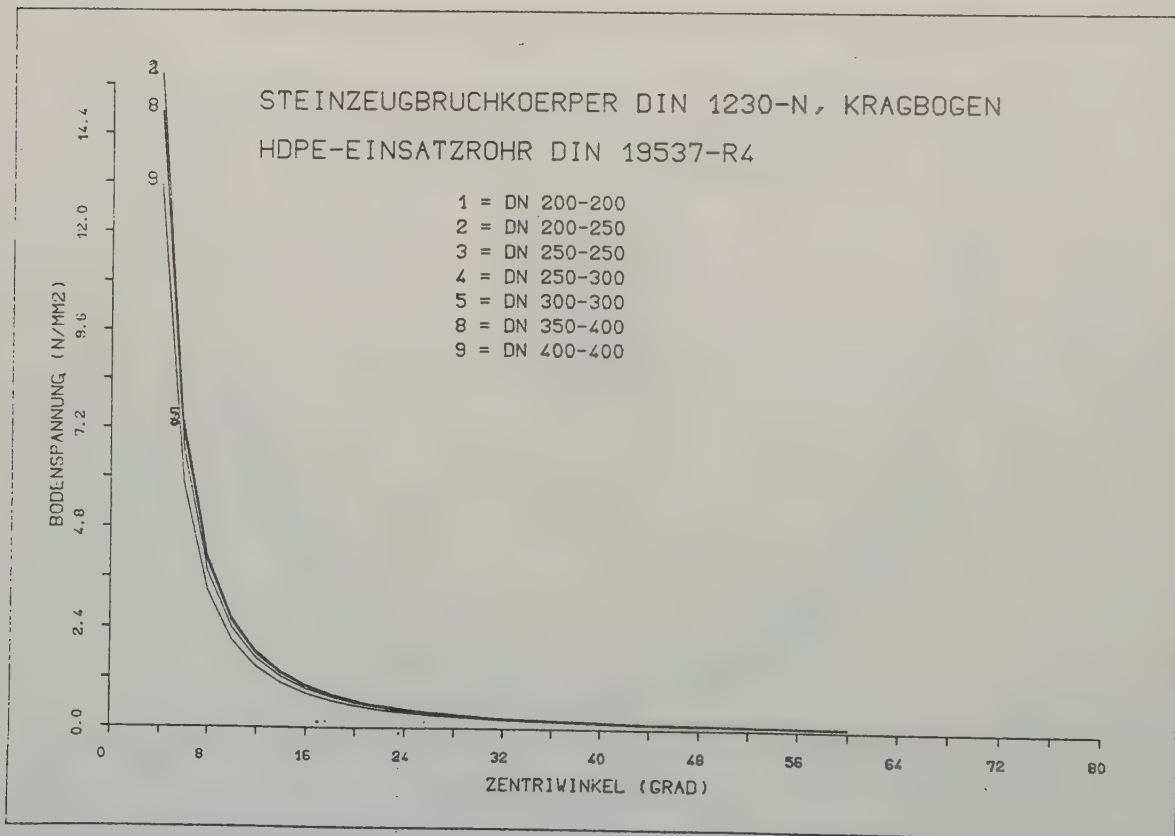


Bild A7 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Kragboegen (STZ - HDPE)

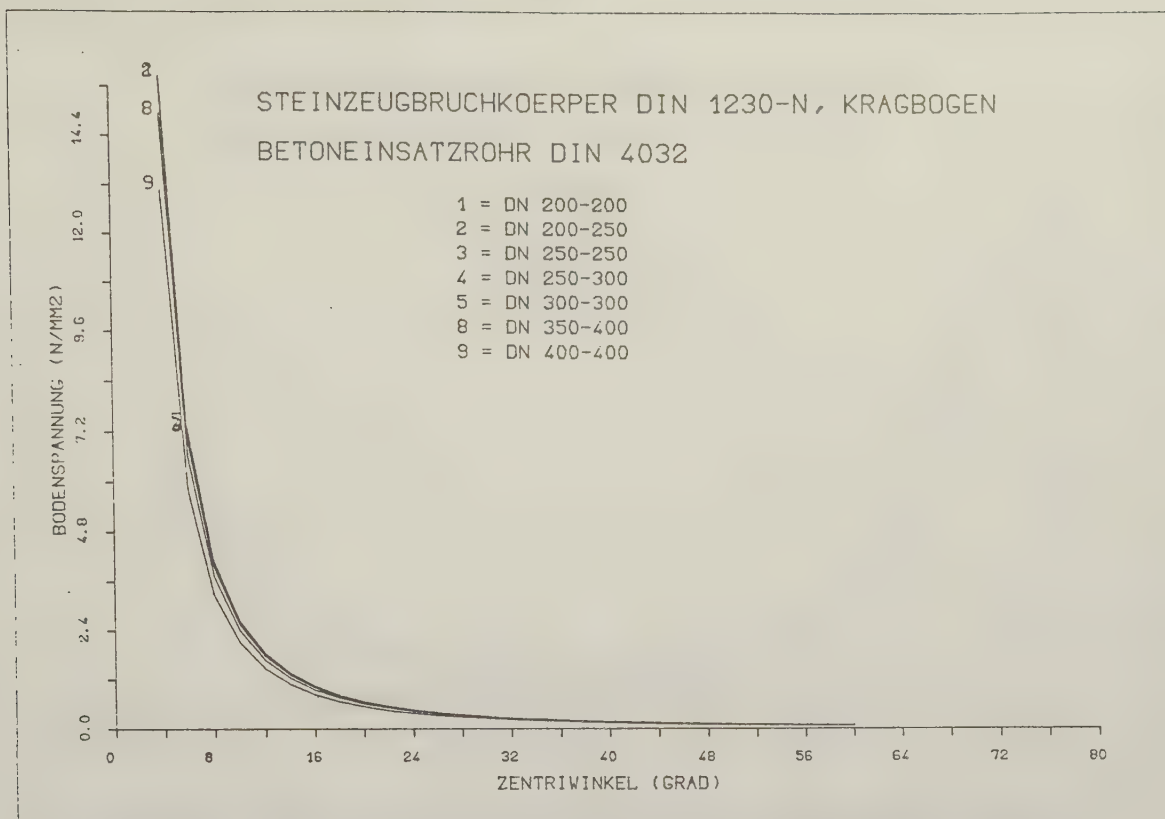


Bild A8 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der
Bruchkoerpergrosse bei Kragboegen (STZ - Beton)

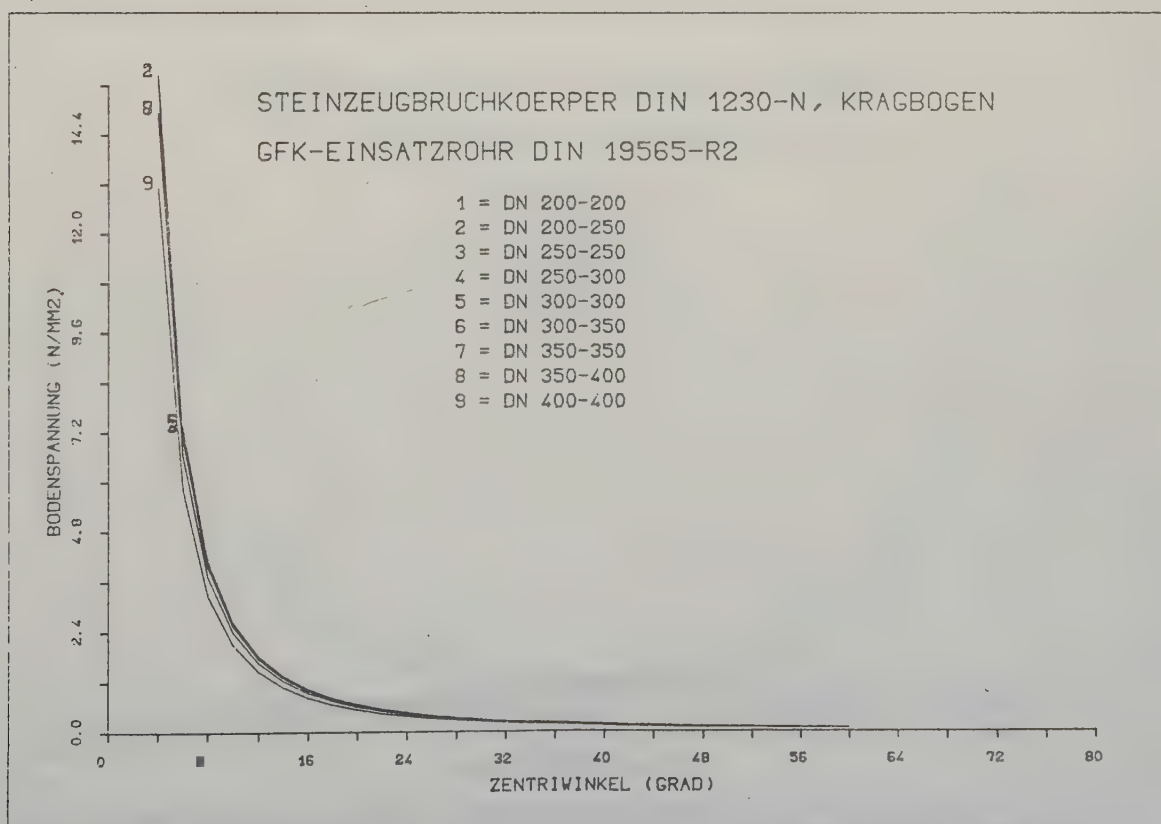


Bild A9 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der
Bruchkoerpergrosse bei Kragboegen (STZ - GFK)

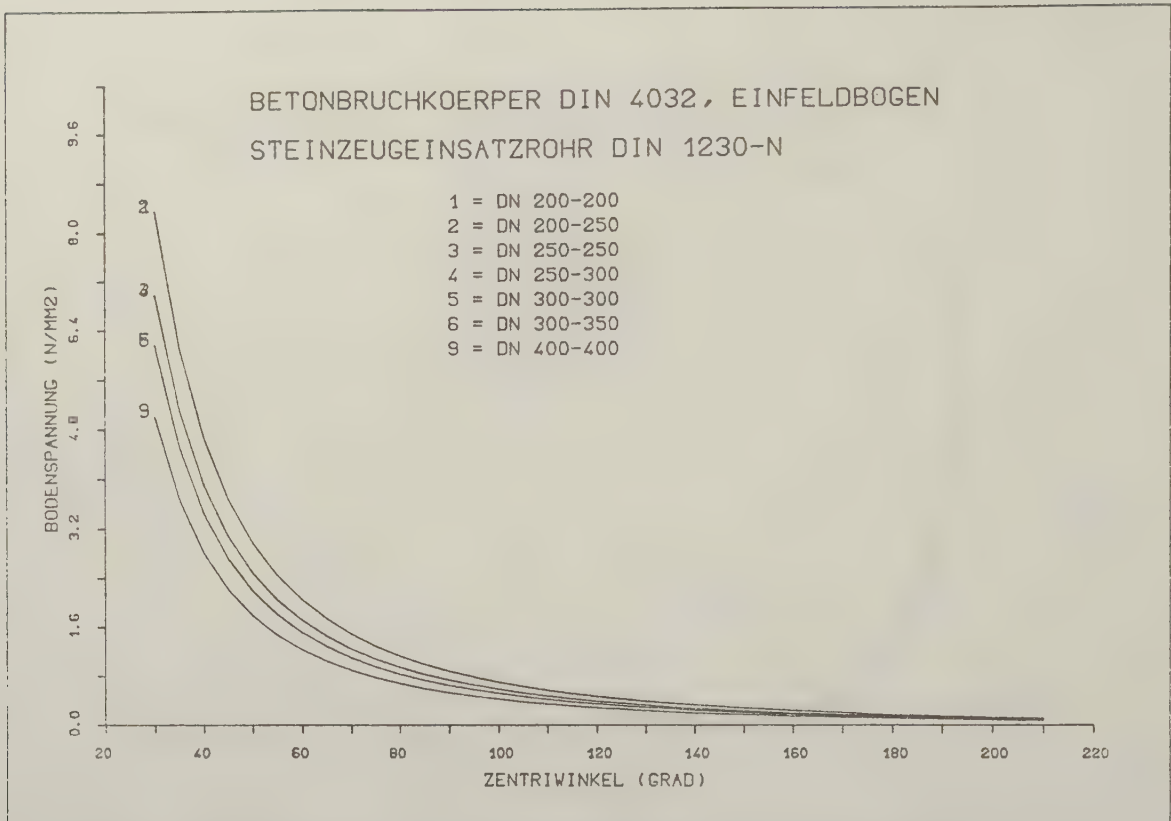


Bild A10 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergrosesse bei Einfeldboegen (Beton - STZ)

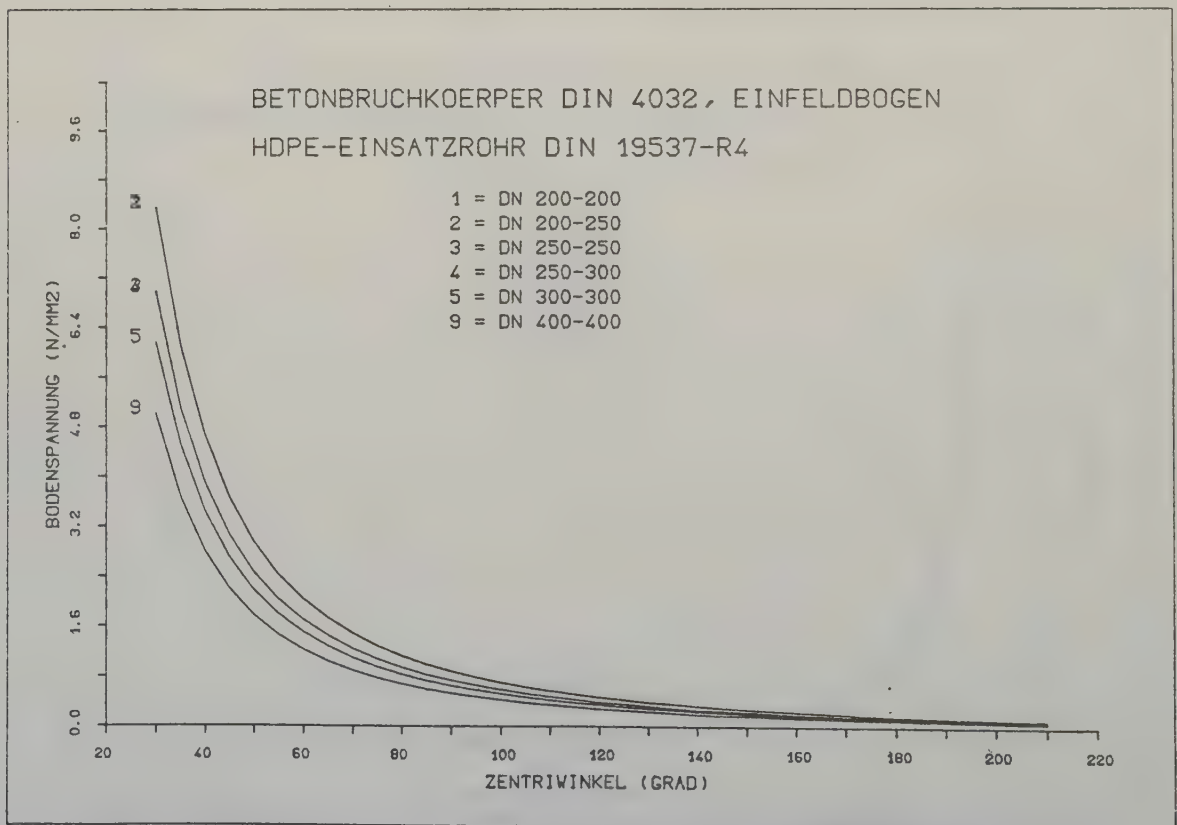


Bild A11 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergrosesse bei Einfeldboegen (Beton - HDPE)

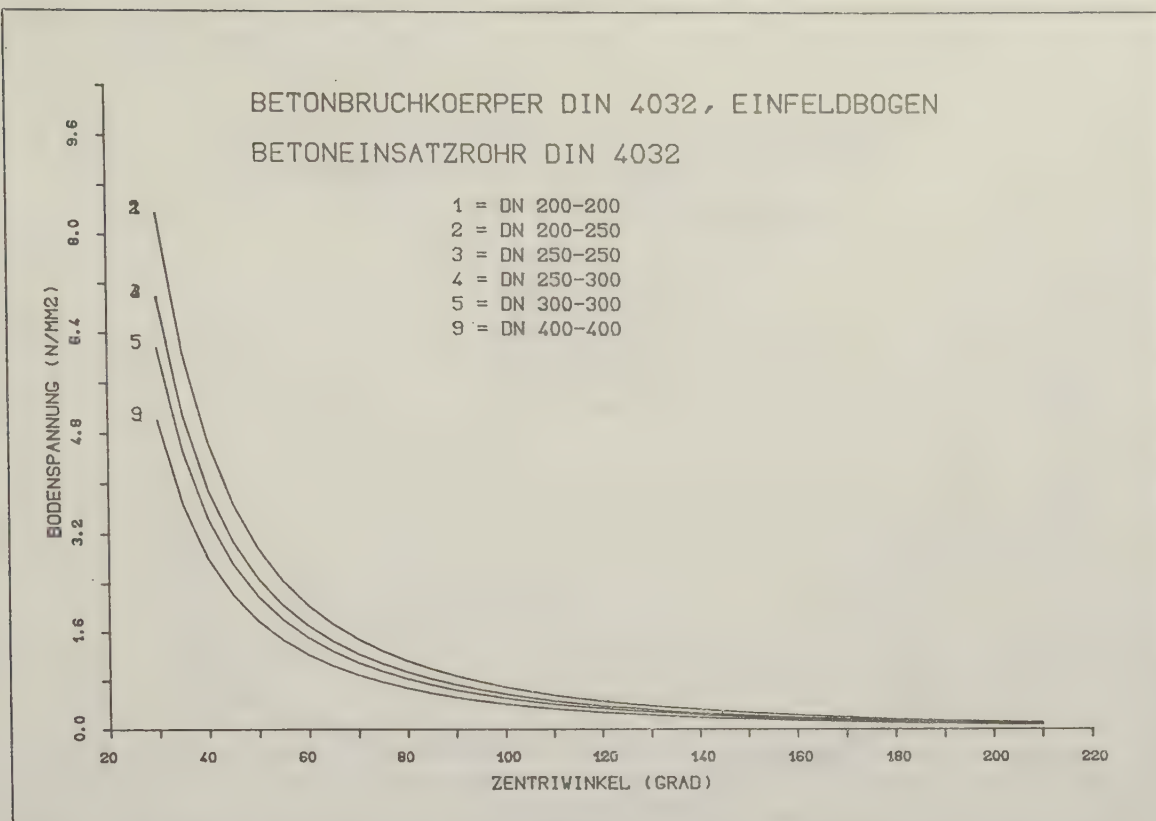


Bild A12 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der
Bruchkoerpergrosse bei Einfeldboegen (Beton - Beton)

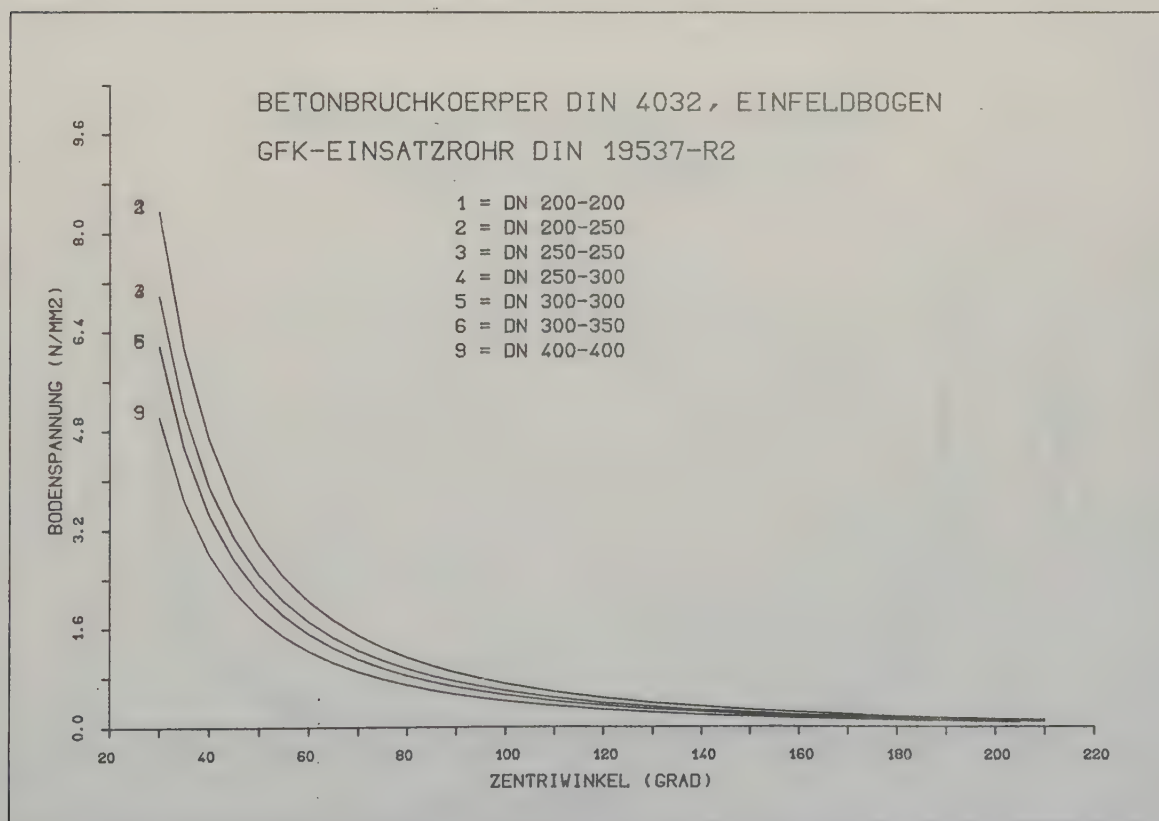


Bild A13 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der
Bruchkoerpergrosse bei Einfeldboegen (Beton - GFK)

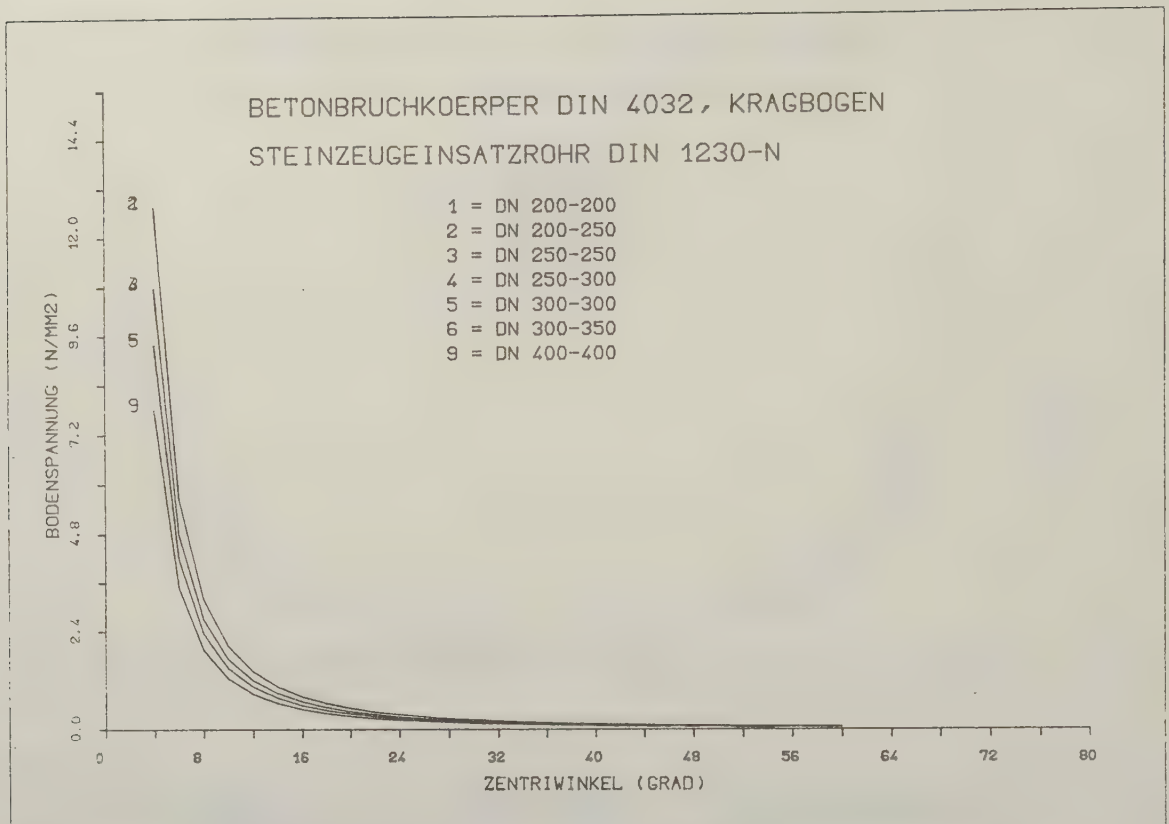


Bild A14 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Kragboegen (Beton - STZ)

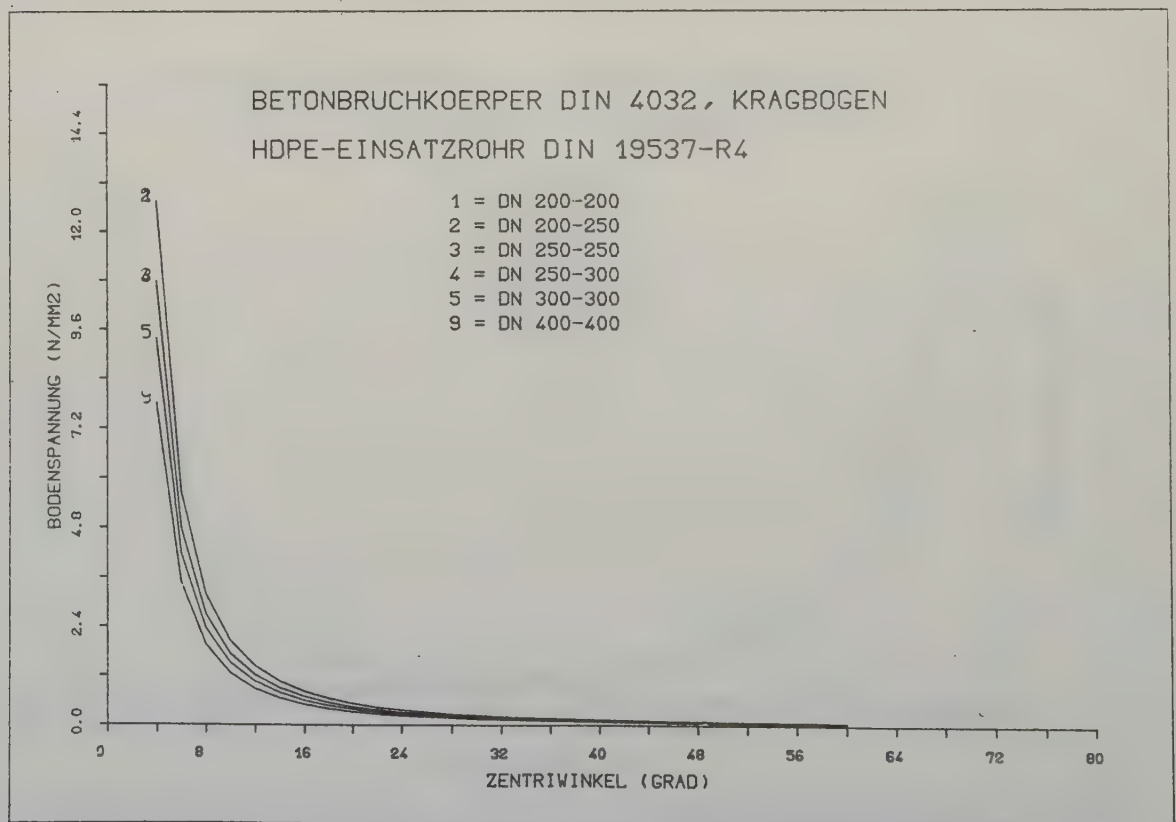


Bild A15 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Kragboegen (Beton - HDPE)

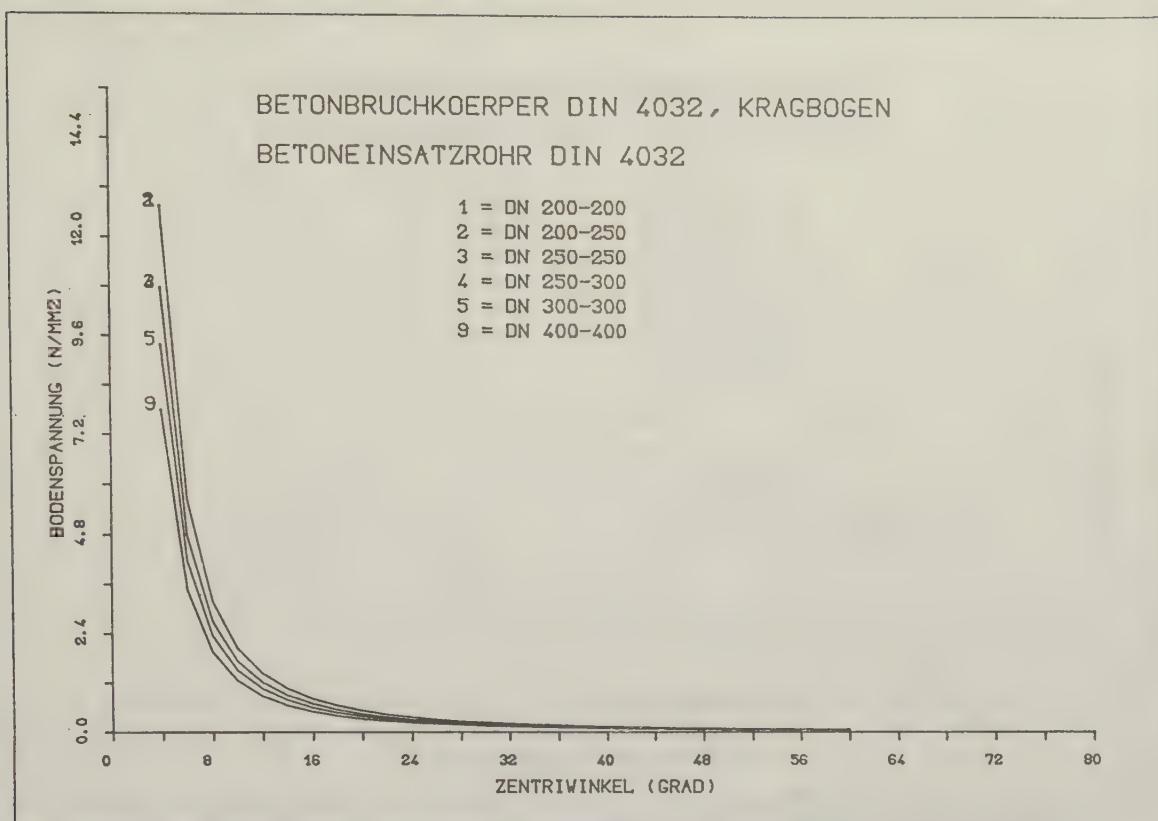


Bild A16 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Kragboegen (Beton - Beton)

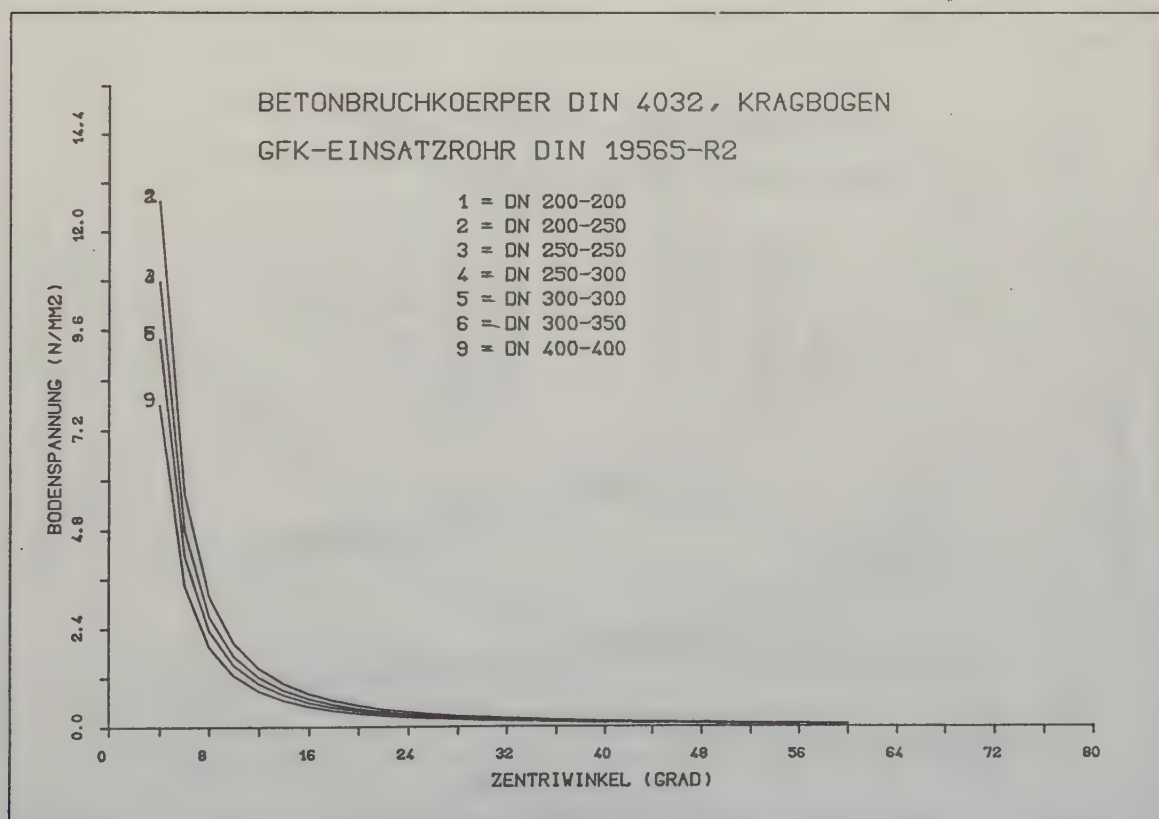


Bild A17 Erforderliche Bodenspannung in Abhaengigkeit von der Bruchkoerpergroesse bei Kragboegen (Beton - GFK)

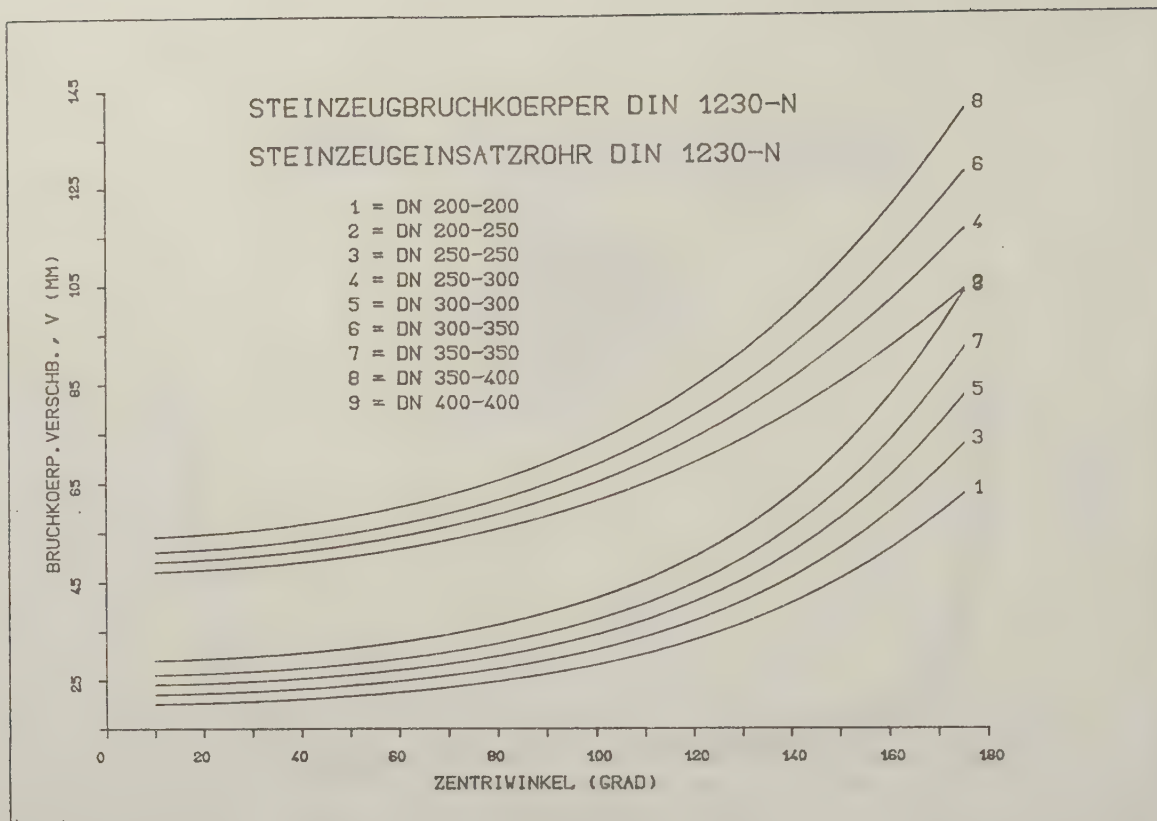


Bild A18 Verschiebung der Steinzeugbruchkoerper (STZ - STZ)

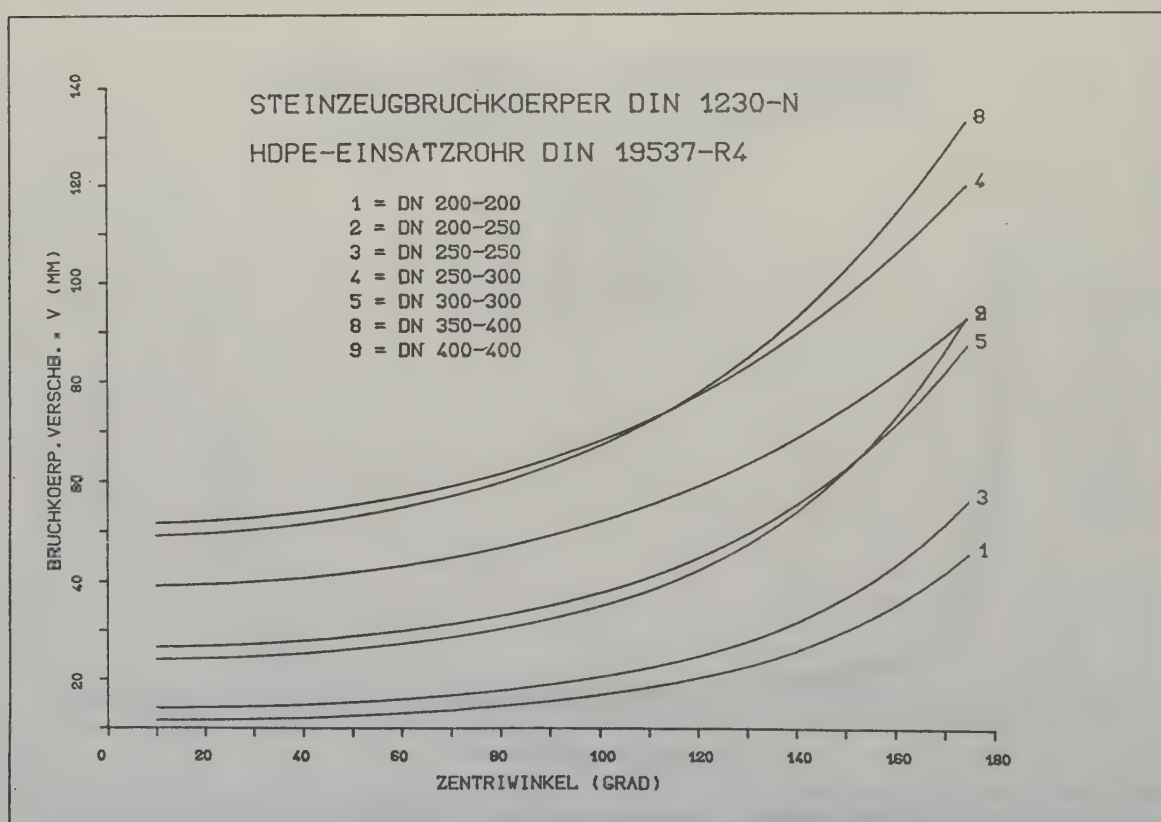


Bild A19 Verschiebung der Steinzeugbruchkoerper (STZ - HDPE)

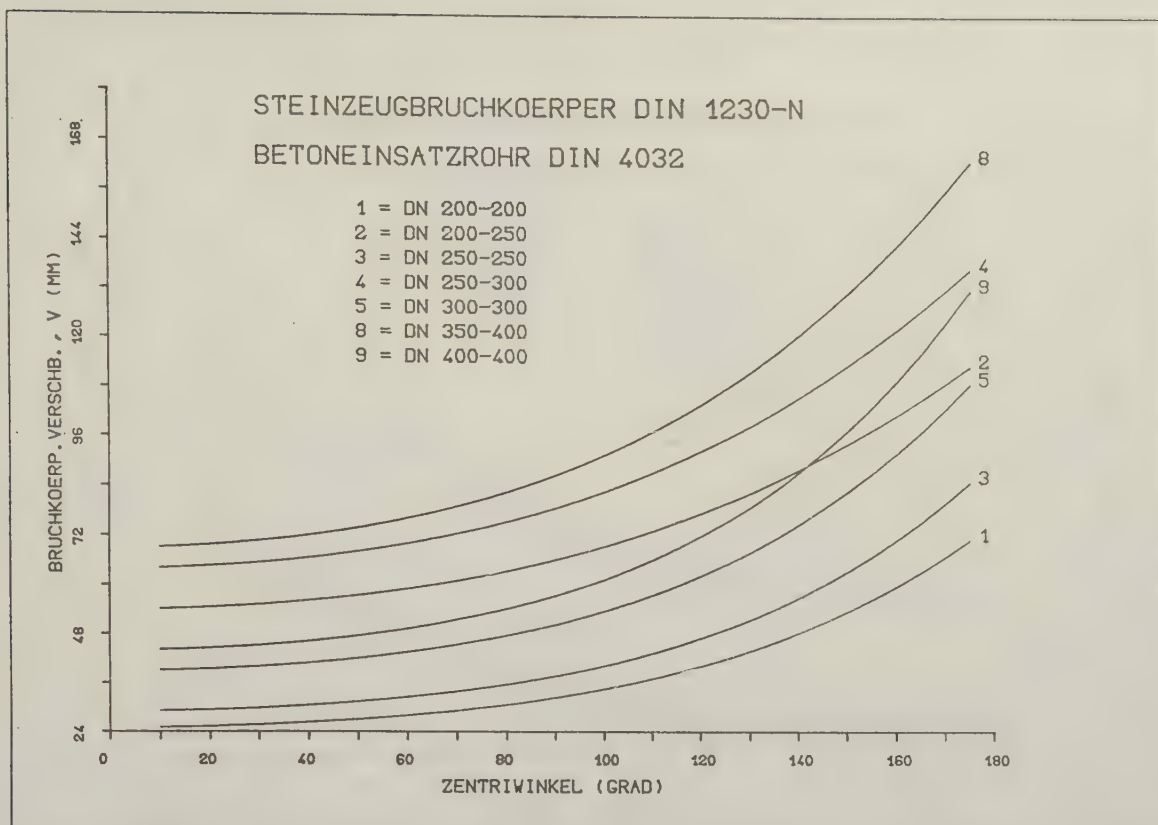


Bild A20 Verschiebung der Steinzeugbruchkoerper (STZ - Beton)

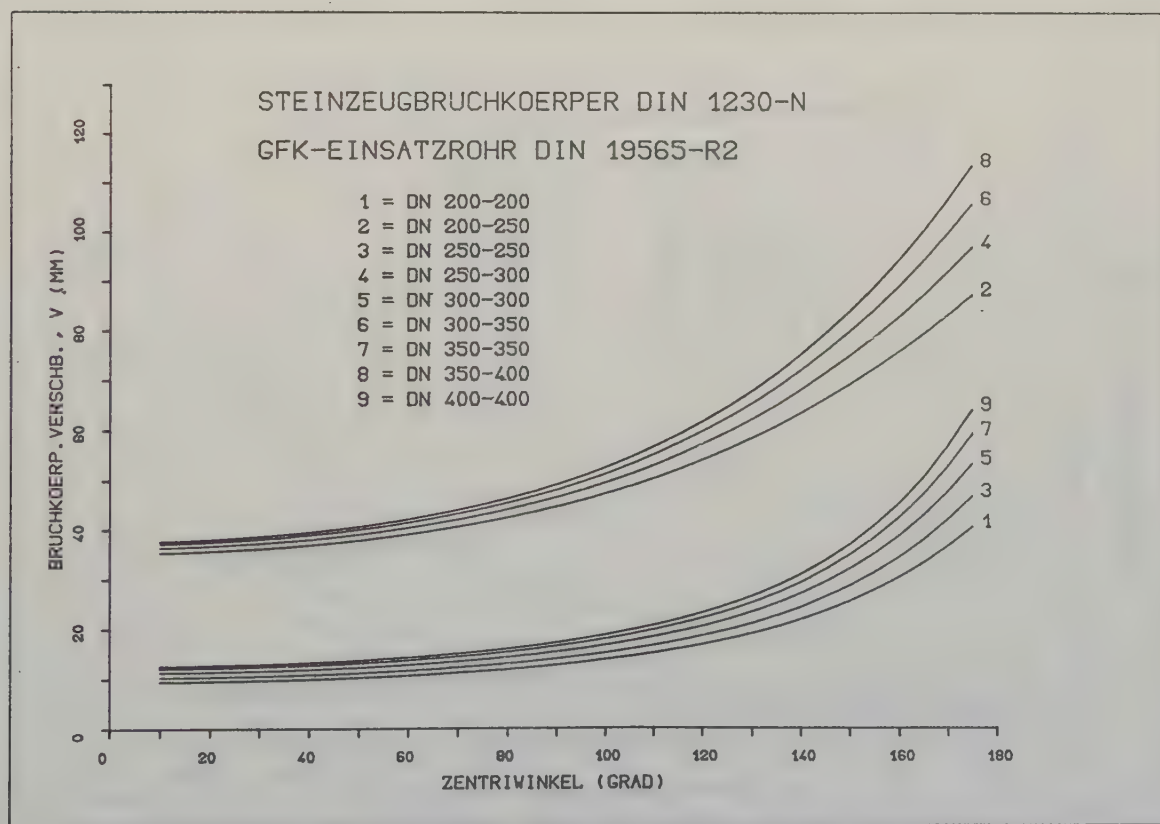


Bild A21 Verschiebung der Steinzeugbruchkoerper (STZ - GFK)

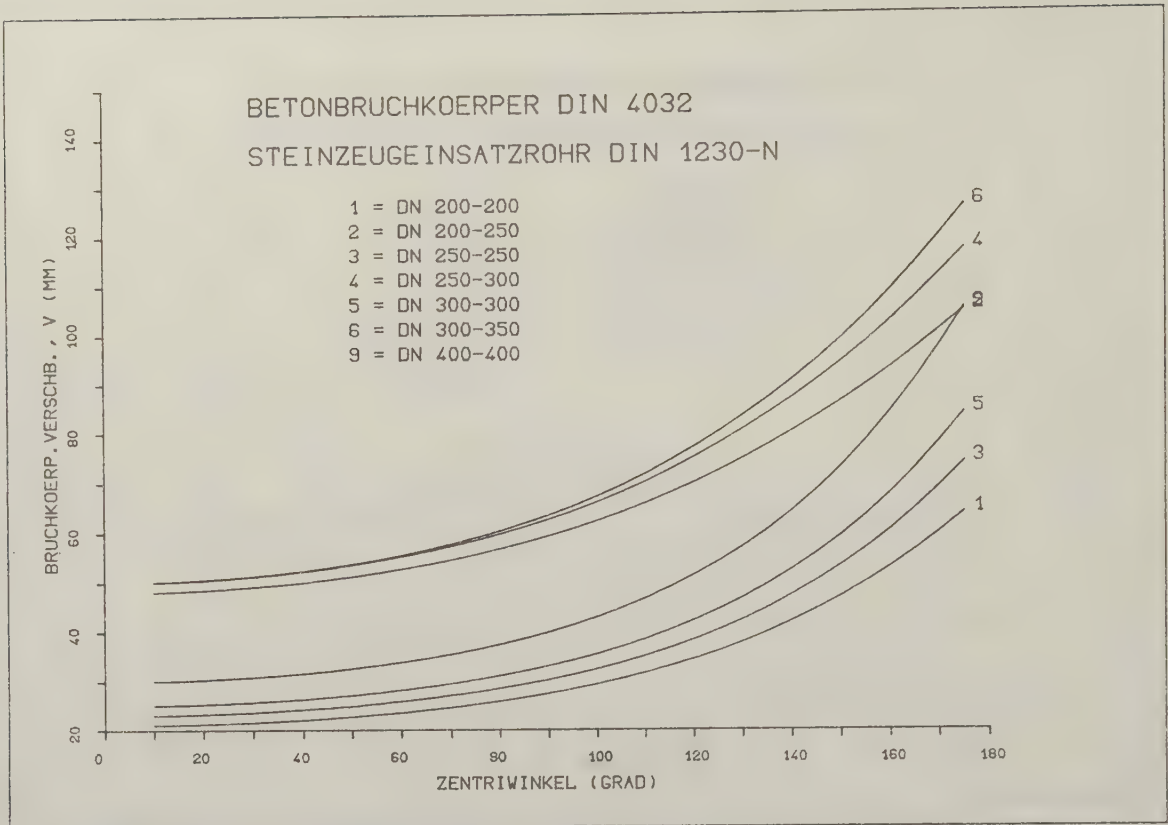


Bild A22 Verschiebung der Betonbruchkoerper (Beton - STZ)

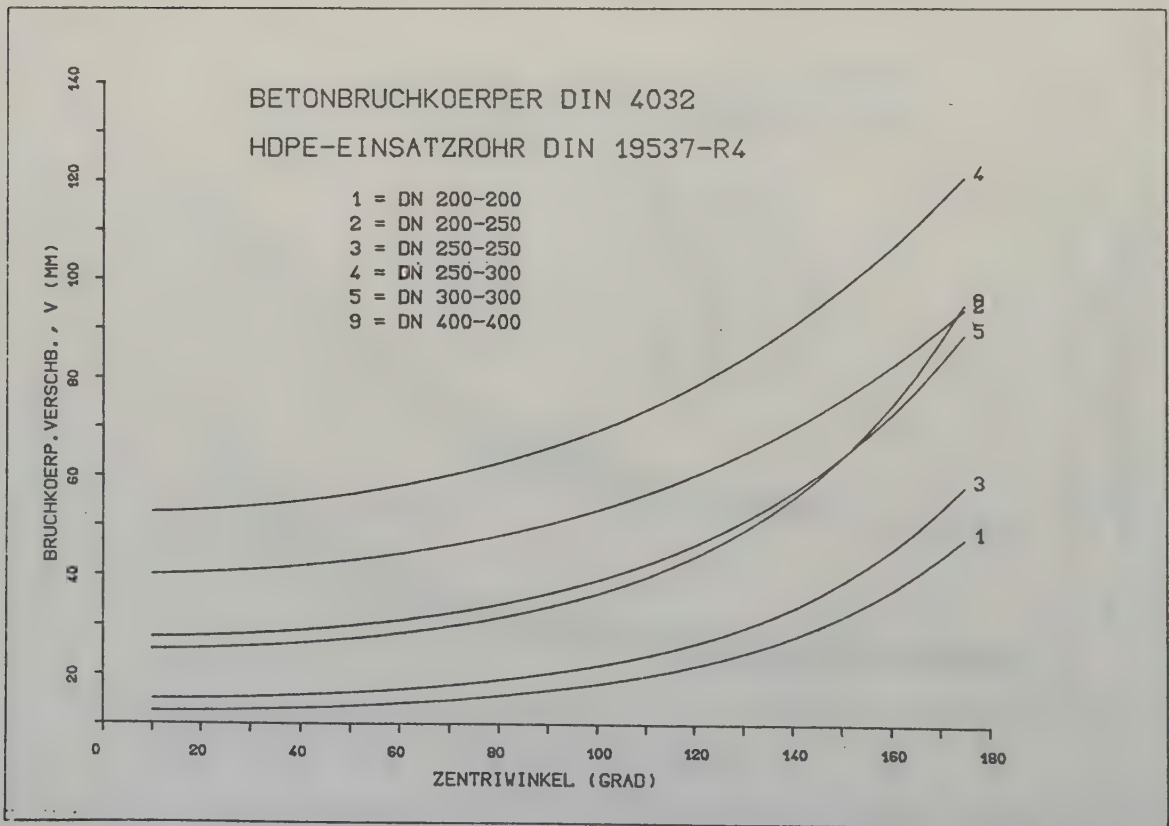


Bild A23 Verschiebung der Betonbruchkoerper (Beton - HDPE)

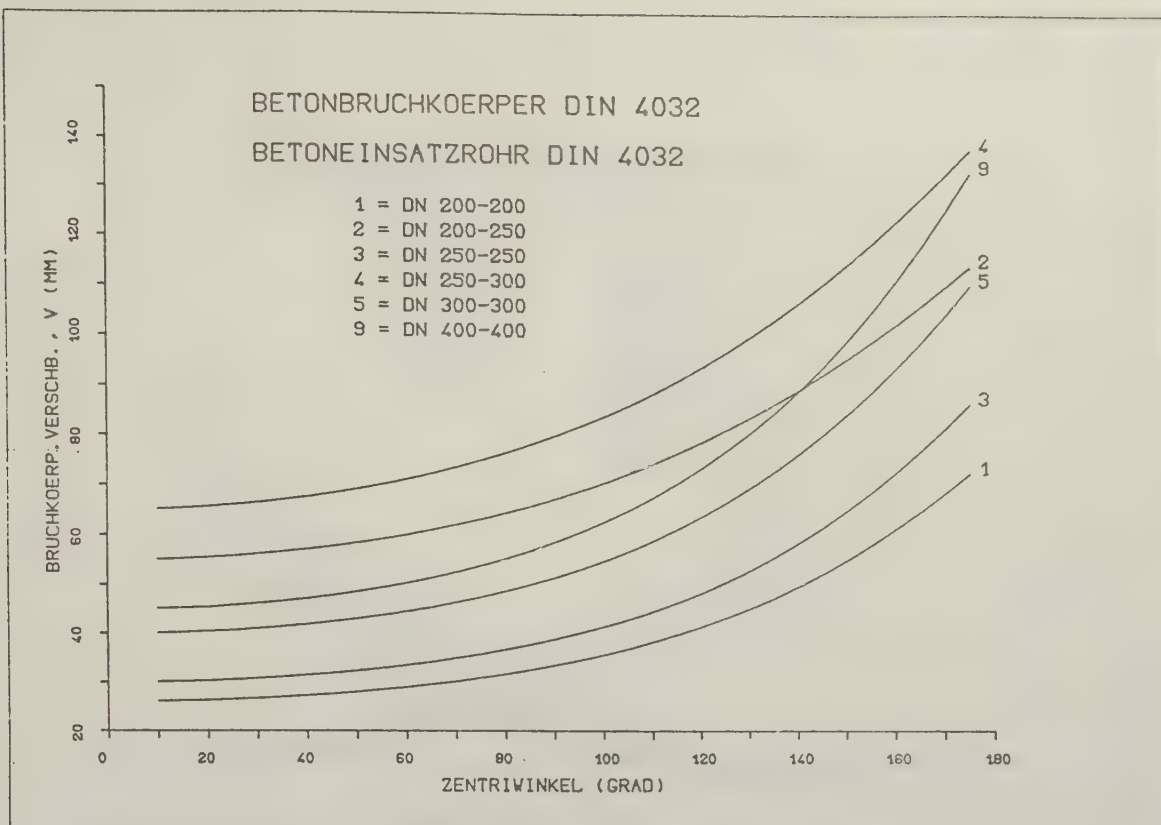


Bild A24 Verschiebung der Betonbruchkoerper (Beton - Beton)

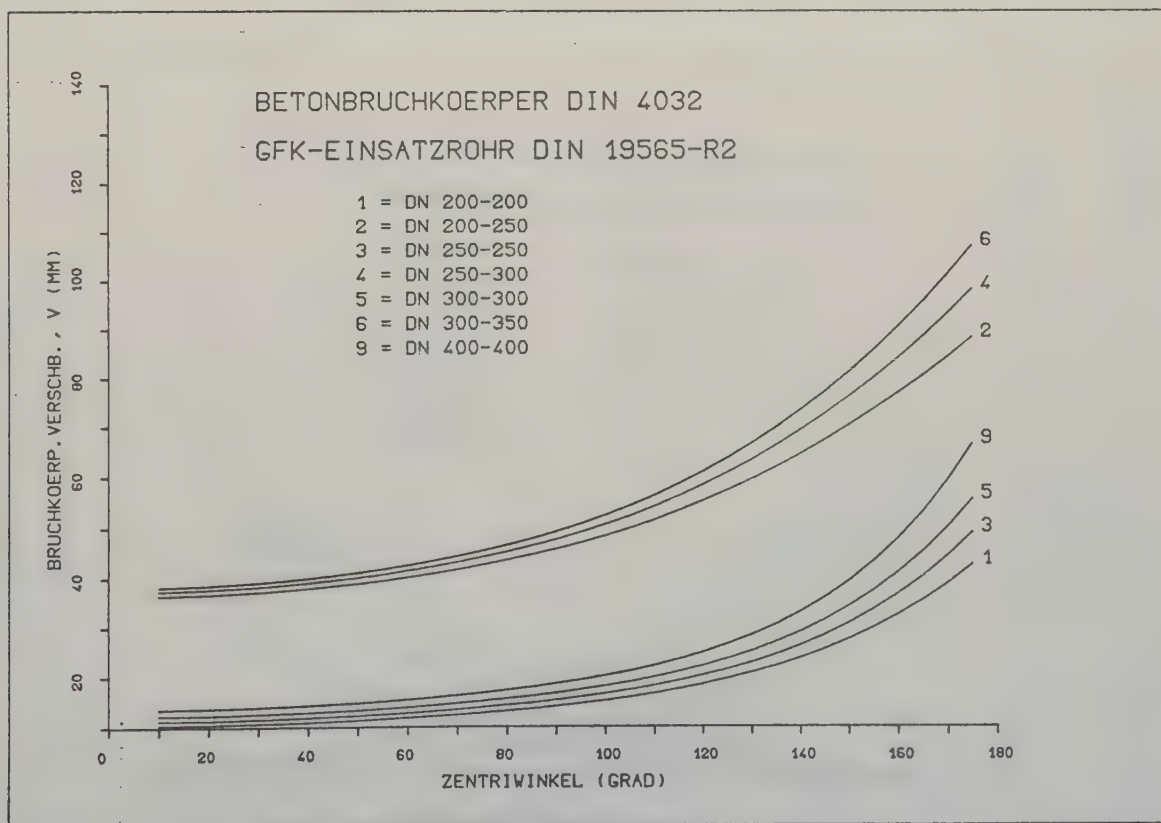


Bild A25 Verschiebung der Betonbruchkoerper (Beton - GFK)

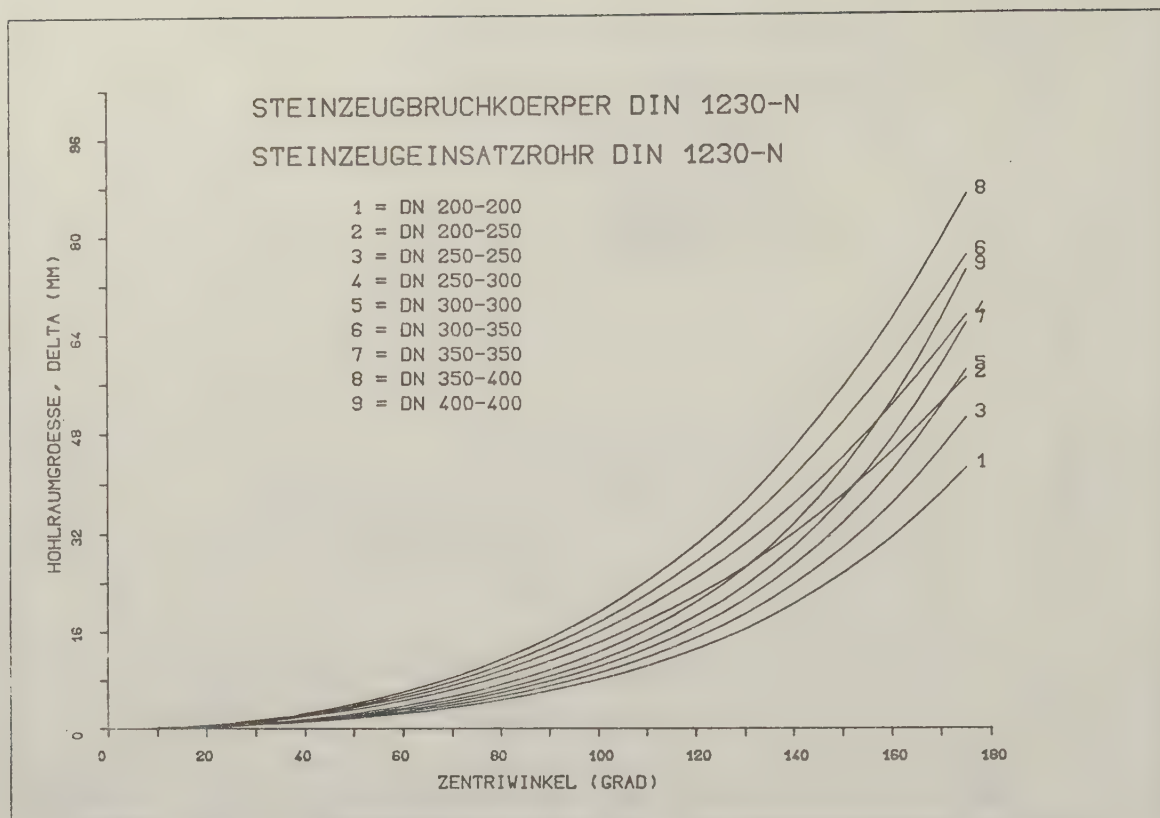


Bild A26 Hohlraumgrosse zwischen den Steinzeugbruchkoerpern und dem Einsatzrohr (STZ - STZ)

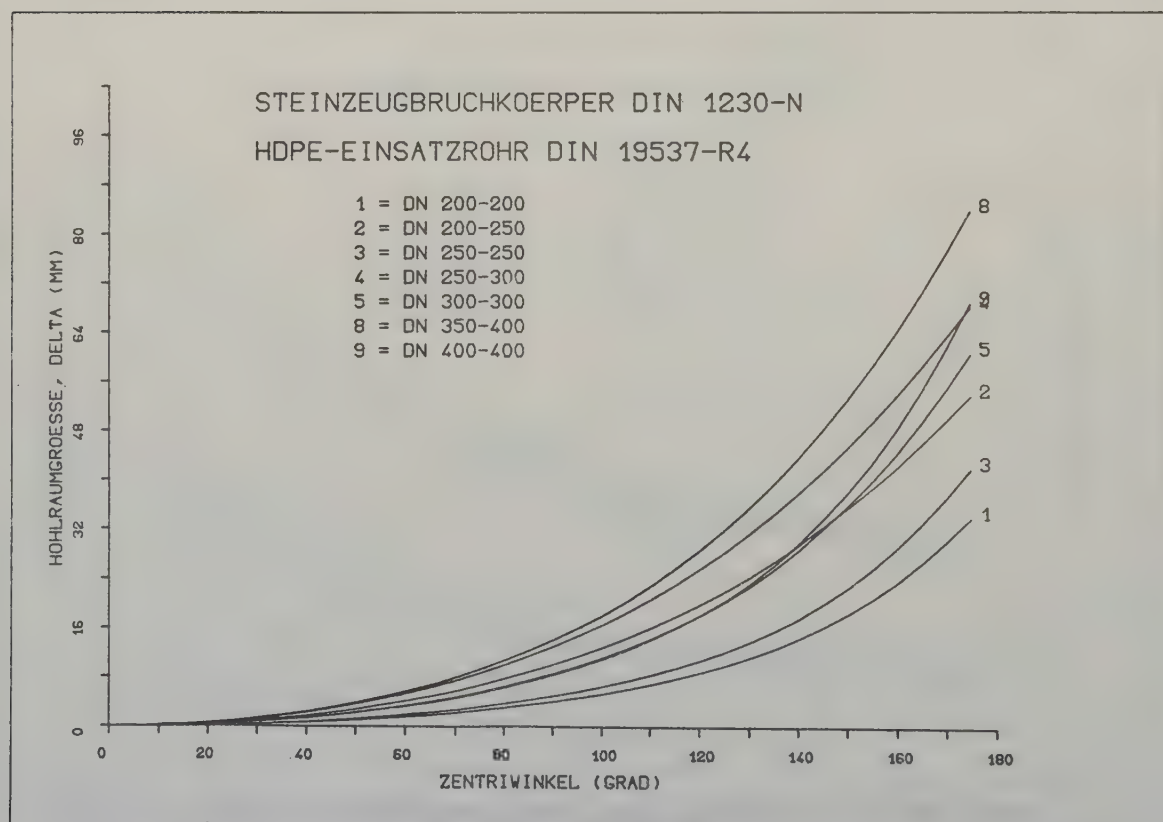


Bild A27 Hohlraumgrosse zwischen den Steinzeugbruchkoerpern und dem Einsatzrohr (STZ - HDPE)

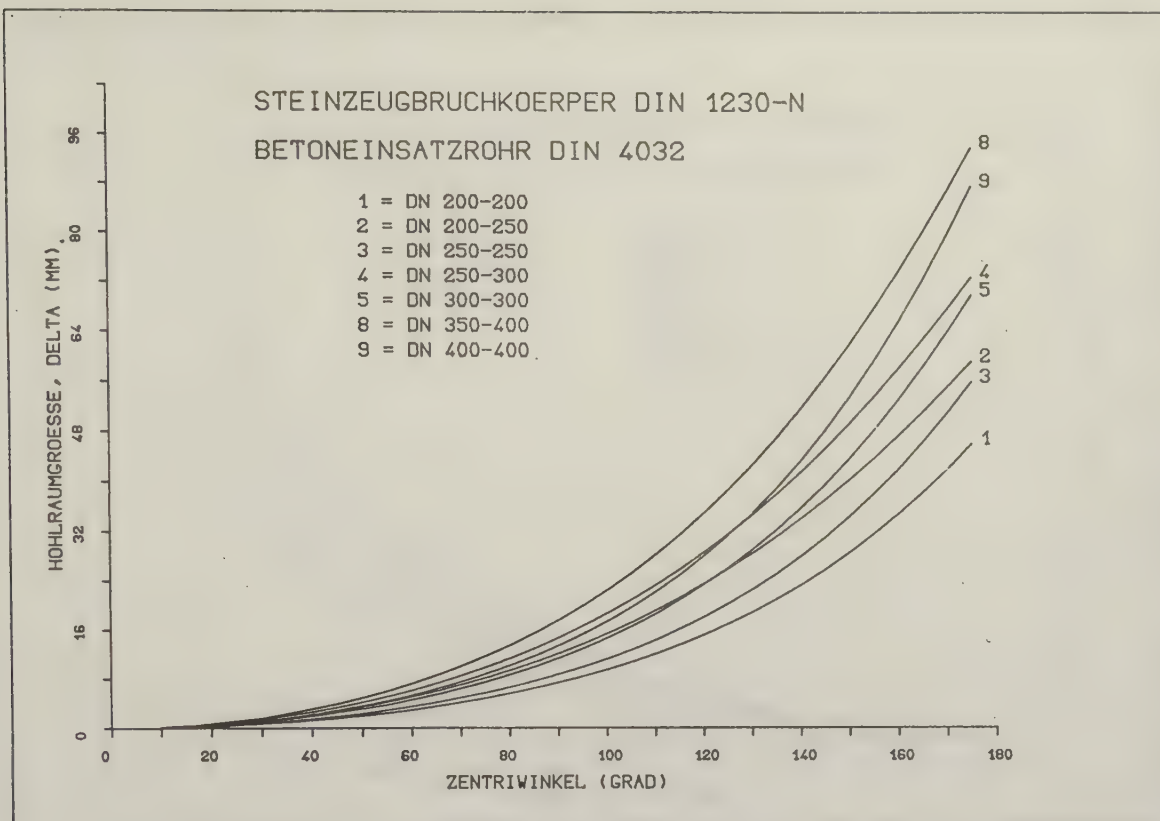


Bild A28 Hohlraumgrosesse zwischen den Steinzeugbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (STZ - Beton)

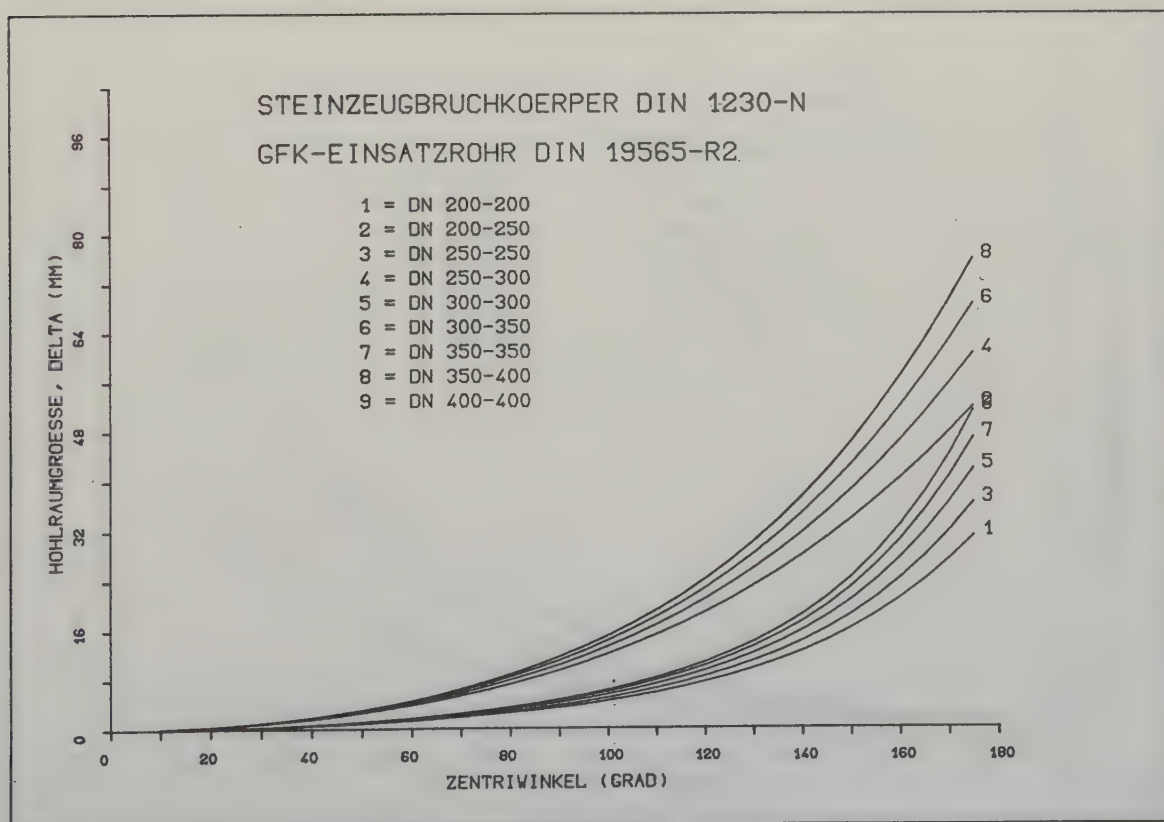


Bild A29 Hohlraumgrosesse zwischen den Steinzeugbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (STZ - GFK)

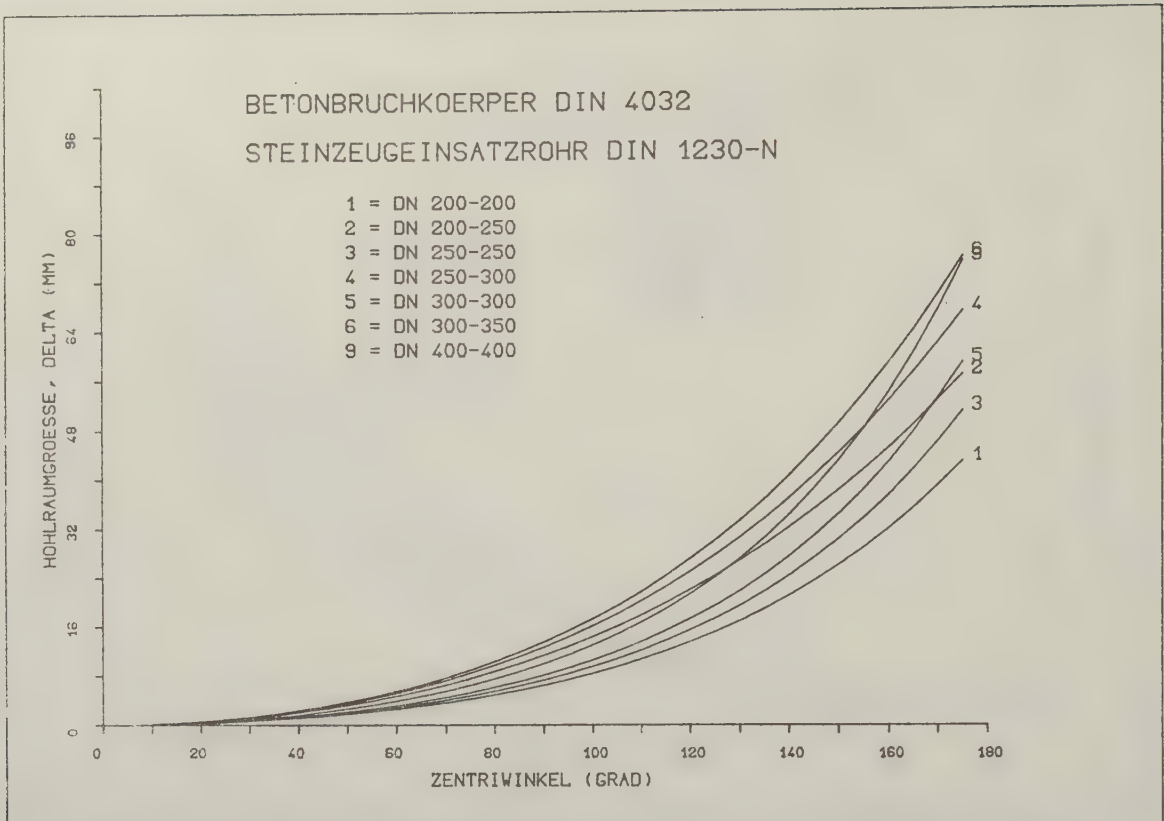


Bild A30 Hohlraumgrosse zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - STZ)

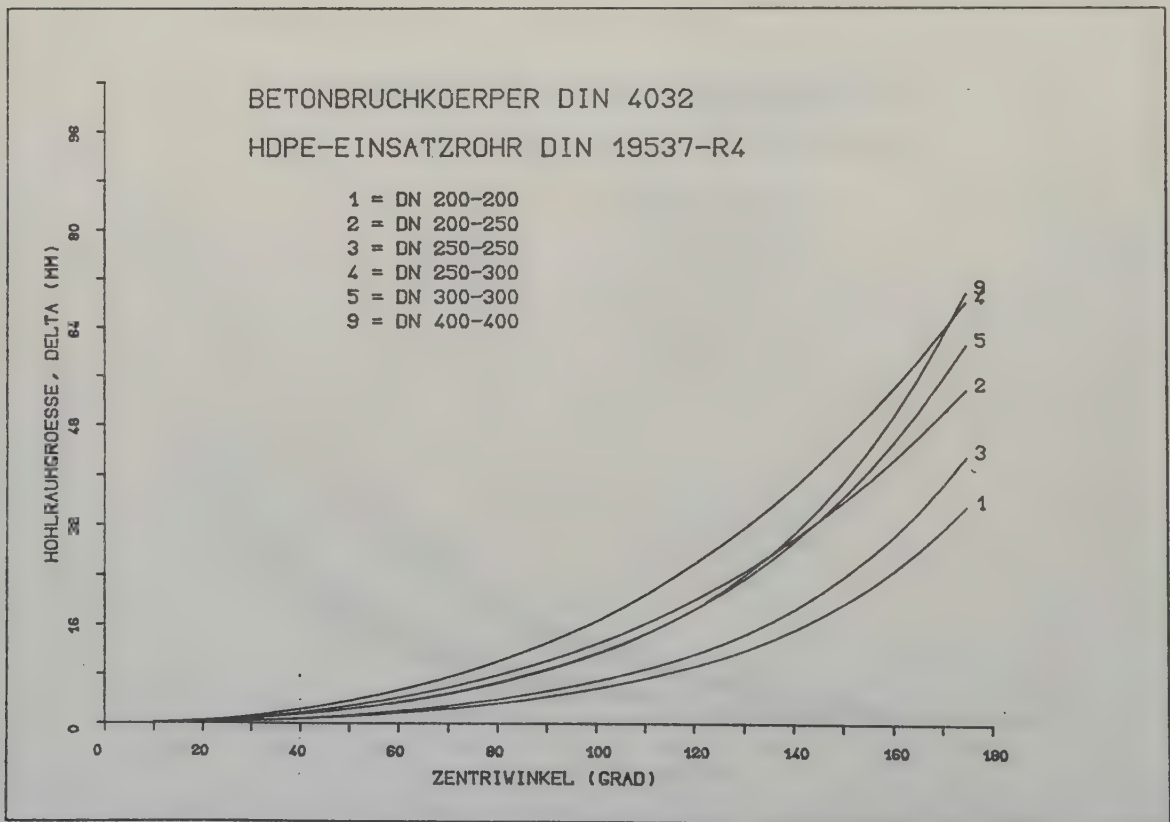


Bild A31 Hohlraumgrosse zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - HDPE)

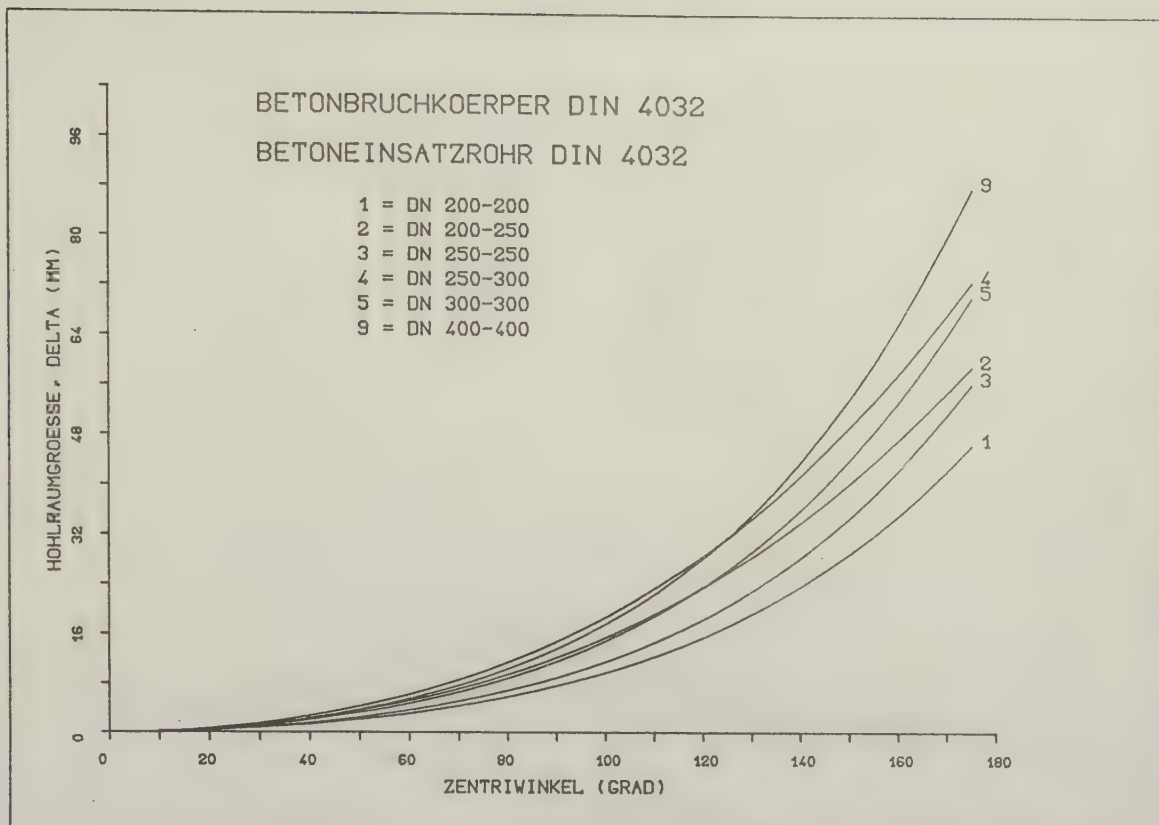


Bild A32 Hohlraumgrosse zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - Beton)

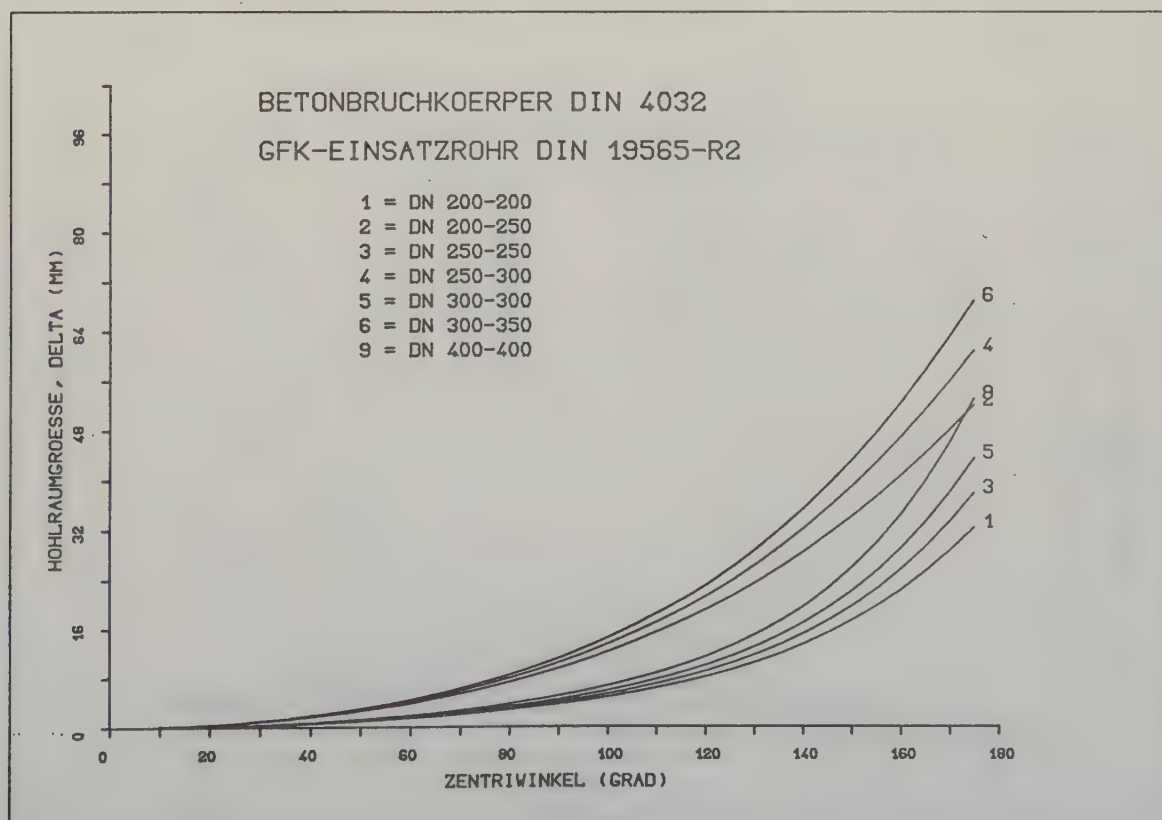


Bild A33 Hohlraumgrosse zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - GFK)

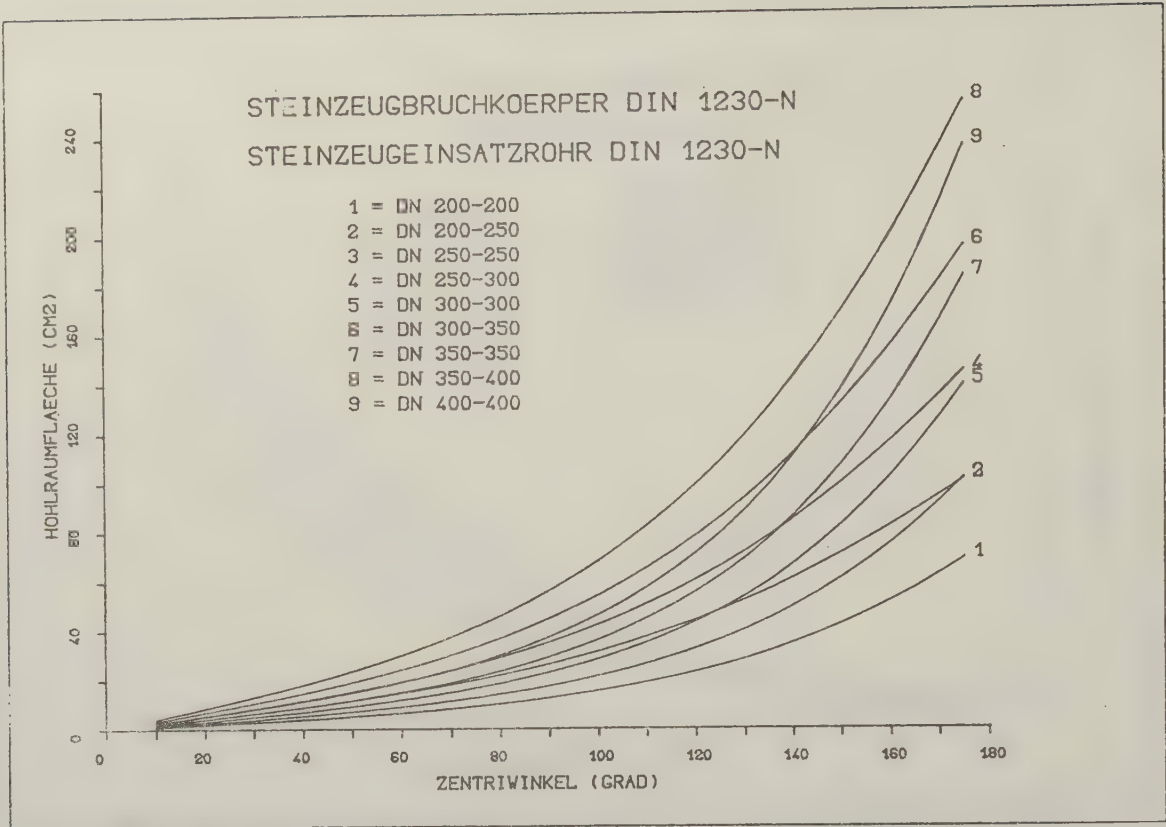


Bild A34 Hohlraumflaeche zwischen den Steinzeugbruchkoerpern und dem Einsatzrohr (STZ - STZ)

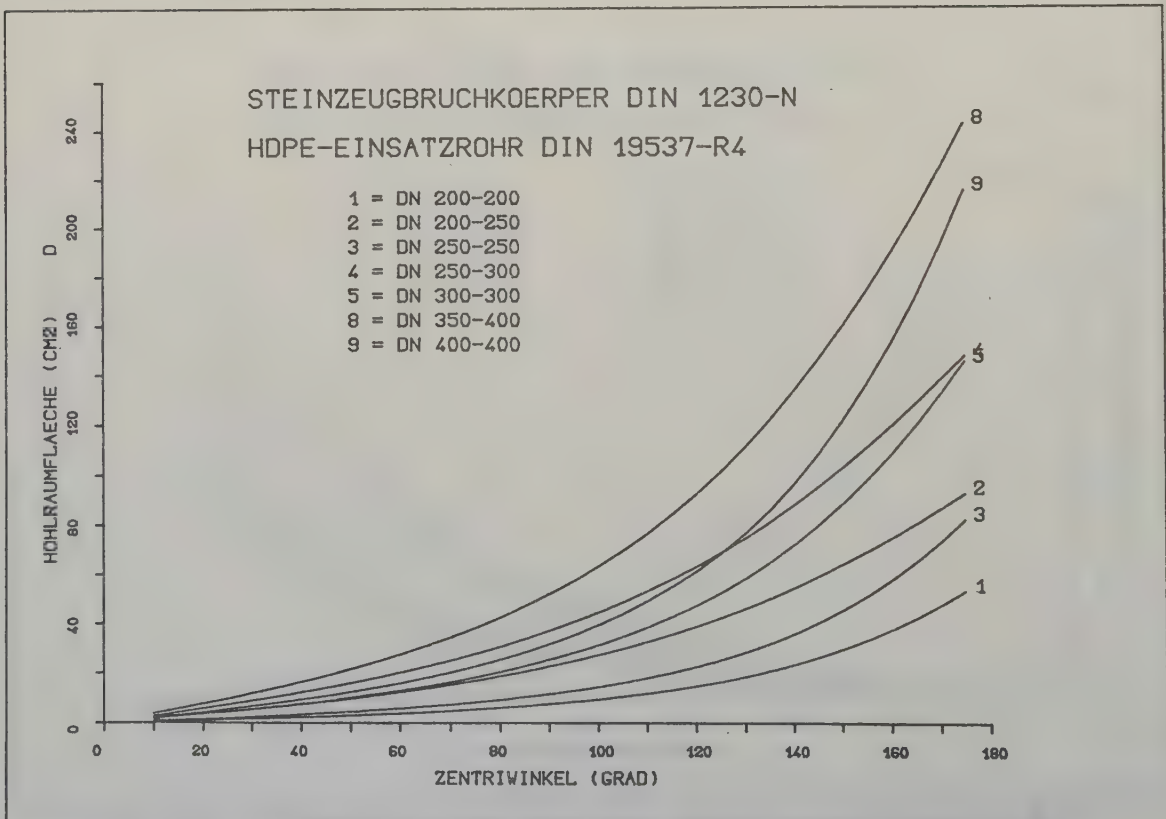


Bild A35 Hohlraumflaeche zwischen den Steinzeugbruchkoerpern und dem Einsatzrohr (STZ - HDPE)

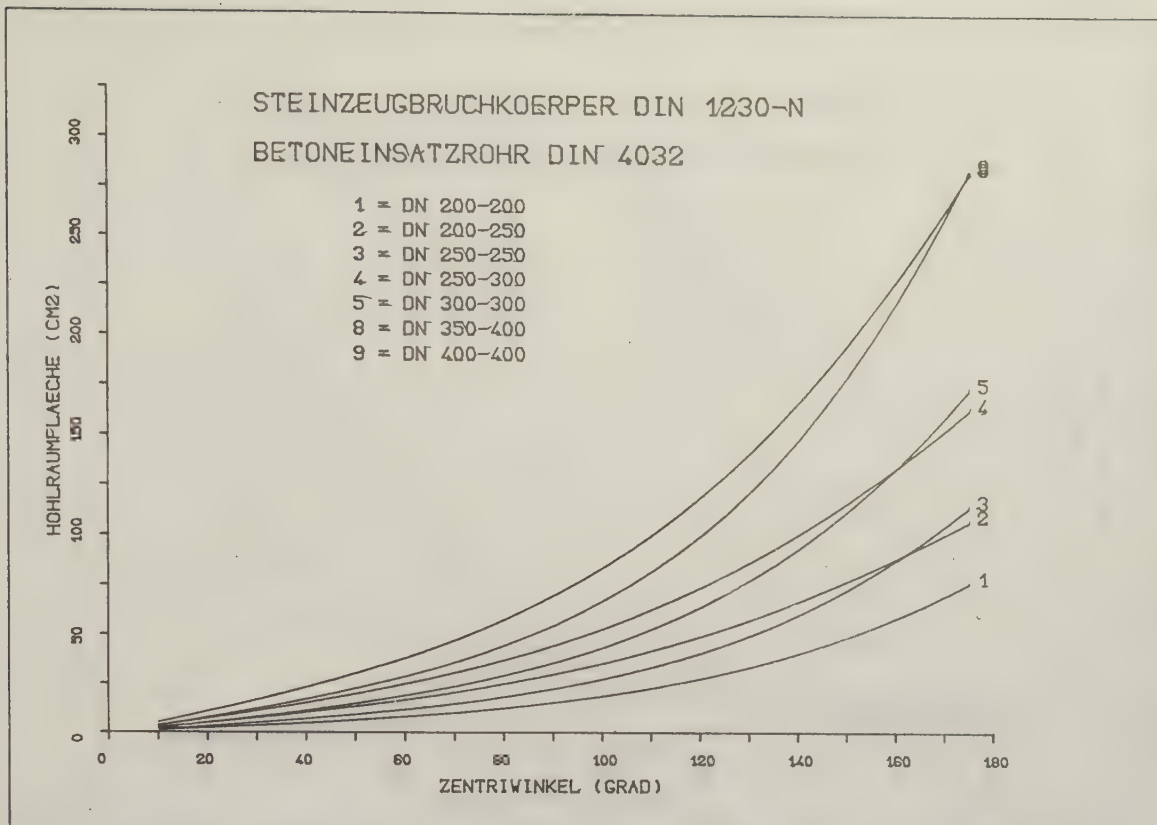


Bild A36 Hohlraumflaeche zwischen den Steinzeugbruchkoerpern und dem Einsatzrohr (STZ - Beton)

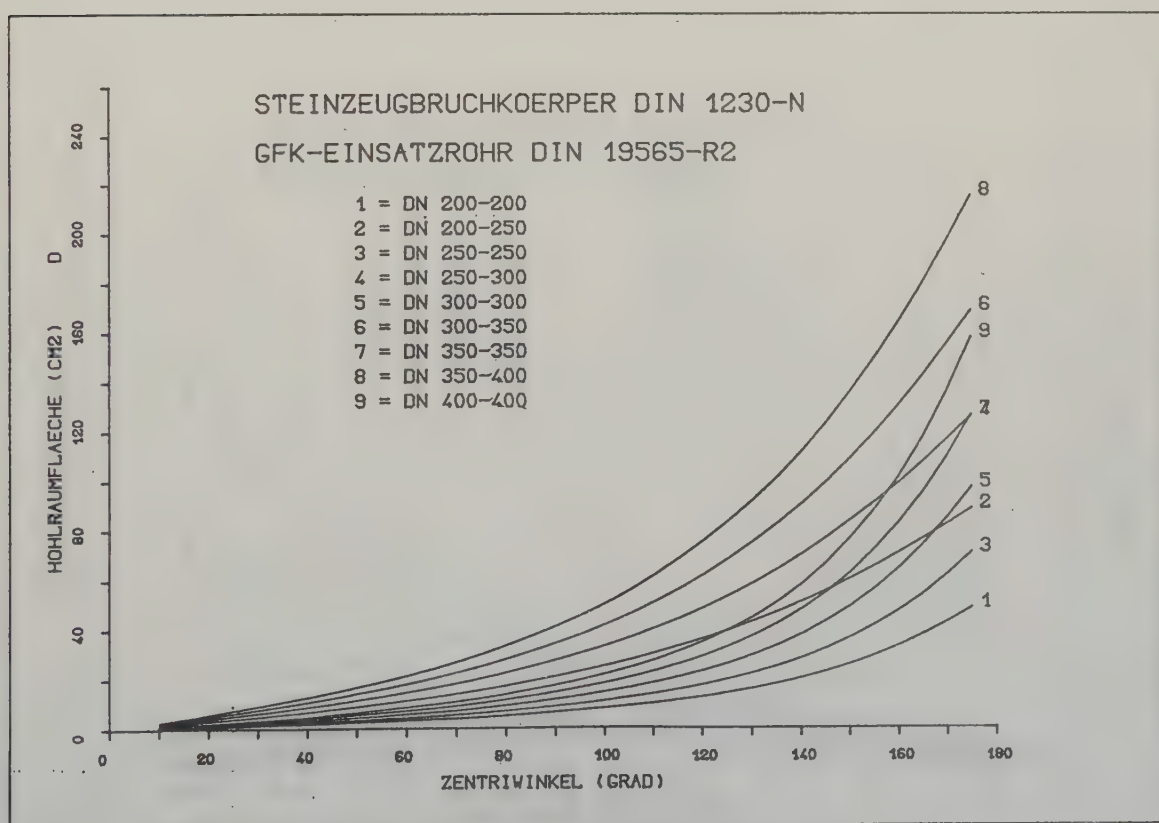


Bild A37 Hohlraumflaeche zwischen den Steinzeugbruchkoerpern und dem Einsatzrohr (STZ - GFK)

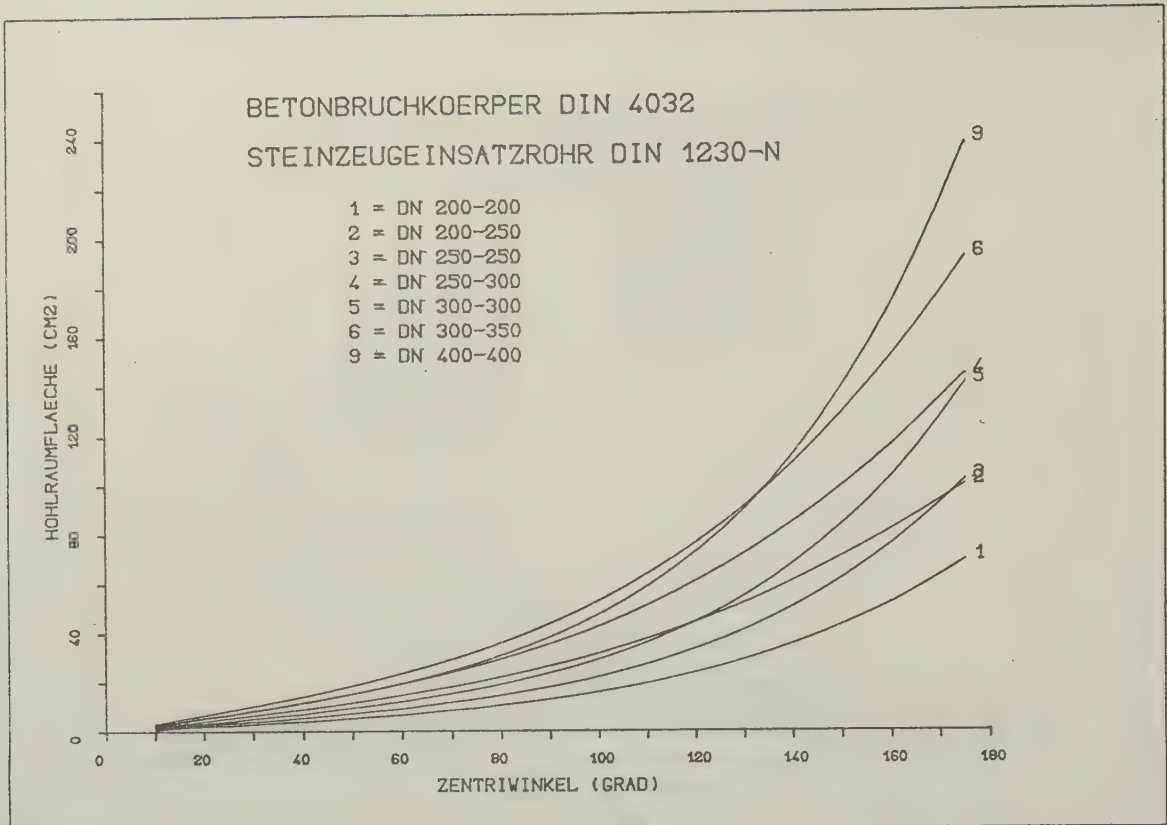


Bild A38 Hohlraumflaeche Zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - STZ)

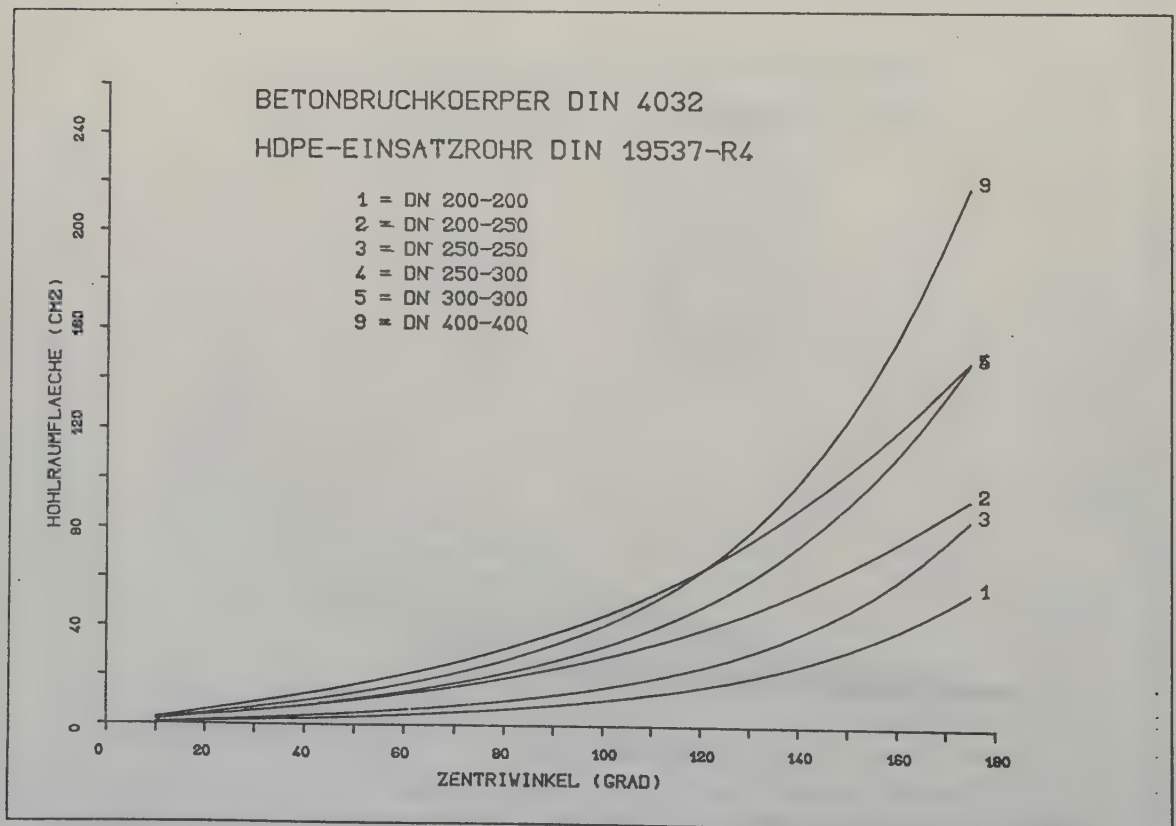


Bild A39 Hohlraumflaeche zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - HDPE)

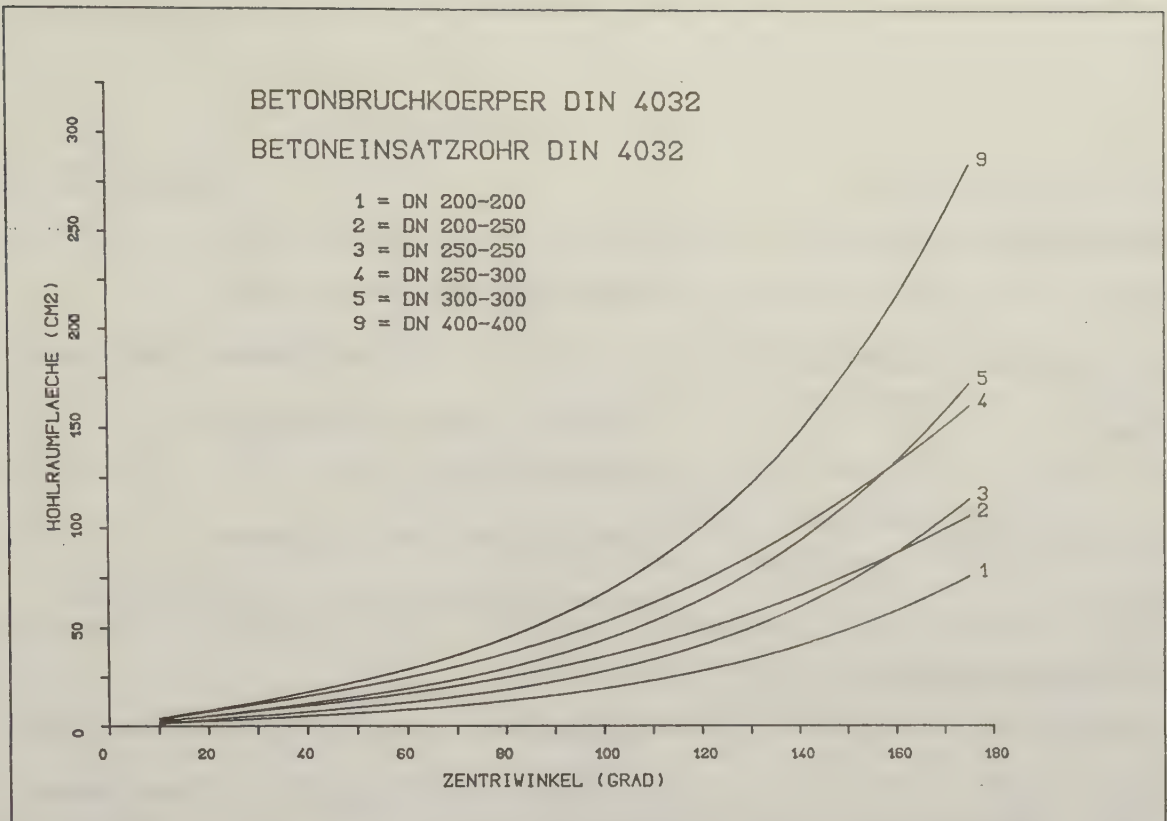


Bild A40 Hohlraumflaeche zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - Beton)

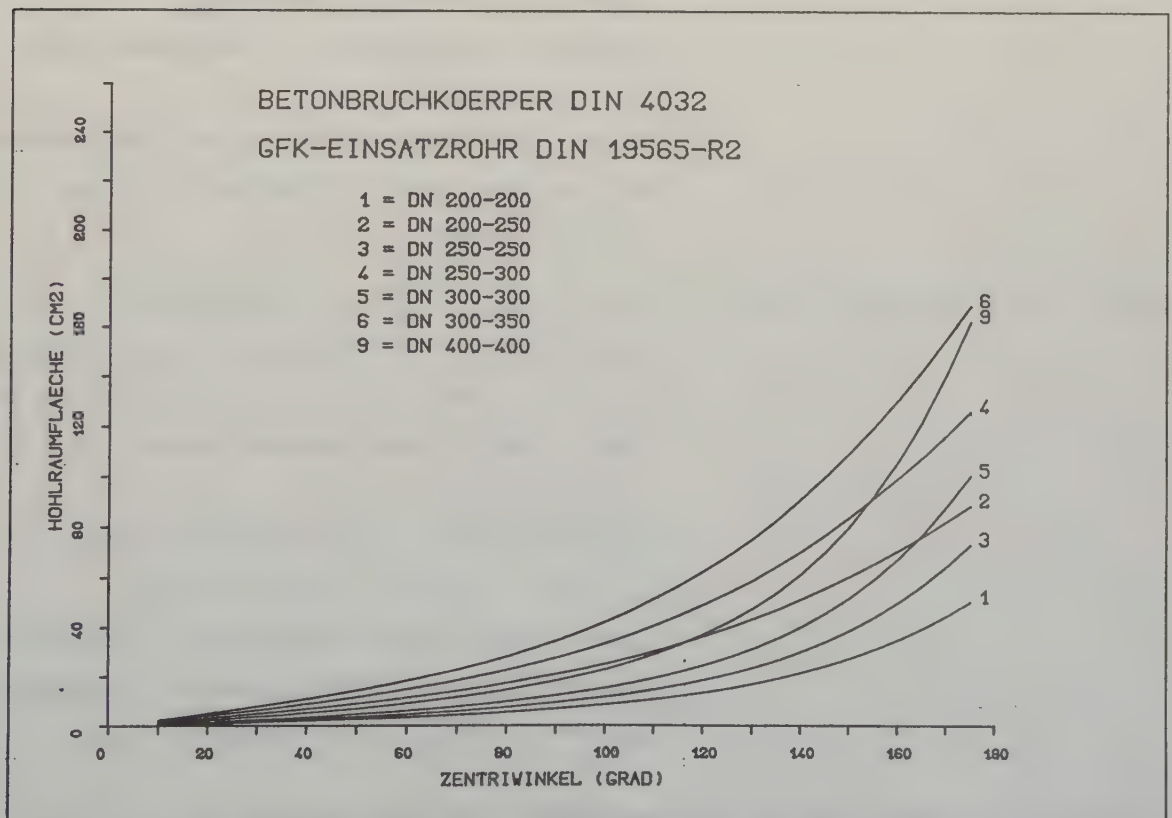


Bild A41 Hohlraumflaeche zwischen den Betonbruchkoerpern
und dem Einsatzrohr (Beton - GFK)

L E B E N S L A U F

Angaben zur Person

- Name: - Boonthep Nanegrungsunk
- Geburtsdatum und -ort: - 27.09.1952 in Lam Pang, Thailand
- Eltern: - Kee Sae Chew, Kaufmann und
Ehefrau Phan
- Familienstand: - verheiratet mit Kanchana
- Kinder: - Sohn Danop geb. am 19.03.1984

Schulausbildung

- 1958 - 1965 - Phadungvit Grundschule in Lam Pang
- 1965 - 1970 - Bunyawat Witthayalai in Lam Pang
- Februar 1970 - Abitur

Hochschulausbildung

- Juni 1970 - April 1974 - Khonkaen University, Abteilung Bau-
Ingenieurwesen, Thailand
Abschluß Bachelor of Engineering,
B. Eng. (Hons)
Thema der Abschlußarbeit: "Settlement
of Foundations on Sands" - Prof.
Dr. A.K. Roh
- August 1974 - April 1976 - Asian Institute of Technology,
Division of Geotechnical Engineering,
Bangkok, Thailand mit Stipendium vom
DAAD (Deutscher Akademischer Aus-
tauschdienst)
Abschluß Master of Engineering,
M. Eng. in Soil Engineering
Thema der Abschlußarbeit: "Consoli-
dation Characteristics of Patumwan
Clay" - Prof. Dr. Za-Chieh Moh

Berufstätigkeit

- April 1974 - August 1974 - Ingenieur für Entwurf und Konstruktion
im Royal Irrigation Department, Bangkok
- April 1976 - August 1977 - Ingenieur in der Bauleitung bei
Italian-Thai Development Co., Ltd.
- Seit August 1977 - dato - Dozent an der Universität Chiang Mai,
Abteilung für Bauingenieurwesen,
Chiang Mai, Thailand
- November - Dezember 1983 - UNESCO-Stipendiat, Teilnahme an der
Fortbildung "Earthquake Engineering"
an der Roorkee University, Roorkee,
Indien
- 1985 - 1988 - DAAD-Stipendiat am "Lehrstuhl für
Bauverfahrenstechnik und Baubetrieb",
o. Prof. Dr.-Ing. B. Maidl, Ruhr-
Universität Bochum

